

CONTRIBUTOS PARA O DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

JOÃO RICARDO DIAS OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de
Lima

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família e amigos

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos os professores de engenharia civil da FEUP que contribuíram para a minha formação académica, em especial ao professor Celso Lima, orientador desta dissertação, a ajuda vital neste trabalho, a paciência, a disponibilidade, a forma como me permitiu ultrapassar os obstáculos encontrados ao longo do caminho e a transmissão de conhecimentos.

Aos meus pais, irmãs, amigos e colegas agradeço o apoio e incentivo pois sem eles esta não seria uma fase tão fácil, emocionante e divertida da minha vida sendo que foram eles que tornaram possível a execução e sucesso deste trabalho.

Expresso, por fim, os meus agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a realização da dissertação.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo oferecer um contributo para o dimensionamento da rede de drenagem de barragens de gravidade com recurso a análises numéricas em duas e três dimensões.

O principal fenómeno que gera a necessidade de drenagem na fundação de uma barragem é a subpressão. A subpressão é o nome dado à pressão hidrostática normal exercida no contacto da estrutura com o maciço de fundação ou numa qualquer descontinuidade no seio deste. Esta tem um efeito negativo na análise de estabilidade da barragem porque diminui as tensões normais compressivas, especialmente as que são referentes ao peso próprio da estrutura, que confere estabilidade à barragem.

Durante muito tempo, no pré-dimensionamento das redes de drenagem prevaleceu o empirismo, sendo utilizado o critério de Hoffman. O objetivo deste trabalho é fornecer um contributo para esse dimensionamento, com recurso a programas avançados de modelação numérica que poderão oferecer soluções mais realistas do problema, permitindo uma otimização do dimensionamento das redes de drenagem.

O caso de estudo neste trabalho é fundamentalmente tridimensional. De forma a obter uma maior sensibilidade relativamente ao comportamento hidráulico da fundação, uma primeira etapa passou pela realização de modelações bidimensionais, tendo por base simulações de escoamento segundo planos verticais e horizontais.

Seguidamente, efetuaram-se análises através de simulações tridimensionais onde foi possível estudar a influência dos drenos, da cortina de impermeabilização e da contribuição de ambos, no comportamento hidráulico da fundação.

PALAVRAS-CHAVE: Barragens de gravidade, modelação numérica, subpressão, percolação, tratamento de fundações, drenagem de fundações

ABSTRACT

The present work aims to offer a contribution to the design of the drainage network of gravity dams using numerical analyses in two and three dimensions.

The main phenomenon that generates the need for drainage in the foundation of a dam is the uplift pressure. The uplift pressure is the name given to the vertical tension applied to a structure and its foundation due to the pressure generated by the percolation of the water inside its foundation. This has a negative effect on the stability analysis of the dam because it reduces the structure's own weight, being this force that confers stability to the dam.

For a long time, in the design of drainage networks, empiricism prevailed, using the Hoffman criterion. The objective of this work is to provide a contribution to this design, using advanced numerical modelling software that can offer more realistic results to the problem, optimizing the design of drainage networks.

The problem under study in this work is fundamentally three-dimensional. To obtain a greater sensitivity to the hydraulic behaviour of the foundation, a first step involves the realization of two-dimensional modelling, based on flow simulations in plane cuts with the vertical and horizontal directions.

Then, three-dimensional simulations are carried out where it is possible to study the influence of the drains, the waterproofing curtain and the contribution of both, in the hydraulic behaviour of the foundation.

KEYWORDS: Gravity dams, numerical analyses, uplift pressure, percolation, foundation treatment, foundation drainage

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS	1
1.2. ORGANIZAÇÃO E ESTRUTURA DO TEXTO	2
2. TIPOS DE BARRAGENS E CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO	3
2.1. TIPOS DE BARRAGENS	3
2.1.1. BARRAGENS DE ATERRO	3
2.1.2. BARRAGENS DE BETÃO	5
2.2. CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO	7
2.2.1. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS	7
2.2.1.1. CLASSIFICAÇÃO RMR	8
2.2.1.2. ÍNDICE Q	8
2.2.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	8
2.2.2.1. CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB	9
2.2.2.2. CRITÉRIO DE HOEK & BROWN	9
2.2.2.3. CRITÉRIO DE BARTON	10
2.2.3. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS	10
2.2.3.1. ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE	11
2.2.4. DESCONTINUIDADES NA FUNDAÇÃO	12
2.2.5. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	13
2.2.5.1. POROSIDADE EM MEIOS NATURAIS	13
2.2.5.2. PERCOLAÇÃO EM MACIÇOS ROCHOSOS	13
2.2.5.3. PROBLEMAS GERADOS PELA MÁ AVALIAÇÃO DE COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE	14
2.2.5.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	14
2.2.5.5. ENSAIO DE LUGEON	15
3. TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES	17
3.1. INTRODUÇÃO	17
3.2. TRATAMENTO DE CONSOLIDAÇÃO	17
3.3. TRATAMENTO DE IMPERMEABILIZAÇÃO	18

3.3.1. DESCRIÇÃO DO TRATAMENTO	18
3.3.2. EXECUÇÃO DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	19
3.3.2.1. INCLINAÇÃO DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	20
3.3.2.2. PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO	20
3.3.3. ENSAIOS DE INJETABILIDADE DA CALDA NA FUNDAÇÃO	20
3.4. DRENAGEM DA FUNDAÇÃO.....	20
3.4.1. SUBPRESSÃO.....	20
3.4.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO.....	21
3.5. EFEITO DA SUBPRESSÃO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	23
3.5.1. AÇÕES SOBRE A BARRAGEM	23
3.5.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM BARRAGENS DE GRAVIDADE	24
3.5.2.1. SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO	24
3.5.2.2. SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO.....	25
3.5.2.3. SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO.....	25
3.5.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO SAZONAL NO VALOR DA SUBPRESSÃO	25
3.6. MONITORIZAÇÃO	26
3.6.1. DRENOS	26
3.6.2. PIEZOMETRIA	27
3.6.2.1. PIEZÓMETRO DE TUBO OU STANDPIPE	27
3.6.2.2. PIEZÓMETRO DE CORDA VIBRANTE	28
3.6.2.3. PIEZÓMETRO PNEUMÁTICO	28
 4. APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOFFMAN A UM CASO DE ESTUDO.....	 31
4.1. CONCEITOS BASE DO DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DE BARRAGENS DE GRAVIDADE	31
4.1.1. DIMENSIONAMENTO SEM O EFEITO DA SUBPRESSÃO.....	31
4.1.2. DIMENSIONAMENTO CONTABILIZANDO O EFEITO DA SUBPRESSÃO.....	32
4.2 ESCOLHA DE SECÇÃO PARA O CASO DE ESTUDO	33
4.3. CRITÉRIO DE HOFFMAN	35
4.3.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO.....	35
4.3.2. DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM E ANÁLISE DOS RESULTADOS	37
 5. MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL.....	 39
5.1. INTRODUÇÃO	39
5.2. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO NUM CORTE HORIZONTAL	40
5.2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO	40
5.2.2. SITUAÇÃO SEM DRENOS.....	41

5.2.3. SITUAÇÕES COM A INCLUSÃO DE DRENOS.....	43
5.3. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO NUM CORTE VERTICAL.....	47
5.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	47
5.3.2. SITUAÇÃO SEM DRENOS	48
5.3.3. SITUAÇÃO COM A INCLUSÃO DOS DRENOS	50
5.4. INFLUÊNCIA DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	56
5.4.1. CORTINA COM PROFUNDIDADE DE 10 METROS.....	57
5.4.2. CORTINA COM PROFUNDIDADE DE 40 METROS.....	59
5.5. SÍNTESE E CONCLUSÕES RELATIVAS À ANÁLISE BIDIMENSIONAL.....	61
5.6. PROBLEMAS INERENTES AO ESTUDO BIDIMENSIONAL.....	64
 6. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL	 65
6.1. INTRODUÇÃO.....	65
6.1.1. PROGRAMA RS3.....	65
6.2. SITUAÇÃO SEM DRENOS	66
6.2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	66
6.2.2. RESULTADOS.....	67
6.3. SITUAÇÃO COM DRENOS	69
6.3.1. ESPAÇAMENTO 5 METROS	69
6.3.2. DRENOS ESPAÇADOS 10 METROS.....	73
6.3.3. DRENOS ESPAÇADOS DE 16 METROS	75
6.4. EFEITO DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	76
6.4.1. CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO, SEM DRENOS.....	76
6.4.2. CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENOS	79
6.5. SÍNTESE E CONCLUSÕES RELATIVAS À ANÁLISE TRIDIMENSIONAL.....	83
 7. CONCLUSÃO	 85
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema, barragem de aterro homogénea (Hydropower & Dams, 1997)	4
Figura 2 – Esquema, barragem de aterro zonada (Hydropower & Dams, 1997)	4
Figura 3 – Esquema, barragem homogénea de enrocamento (Hydropower & Dams, 1997)	5
Figura 4 – Esquema, barragem de gravidade (Hydropower & Dams, 1997).....	5
Figura 5 – Esquema, barragem de gravidade aligeirada (Hydropower & Dams, 1997)	6
Figura 6 – Esquema, barragem de contrafortes (Hydropower & Dams, 1997)	6
Figura 7 - Esquema, barragem em abóbada (Hydropower & Dams, 1997)	7
Figura 8 - Correlação empírica entre módulo de deformabilidade estático e dinâmico (Galera <i>et al.</i> , 2006)	12
Figura 9 - Valores de condutividade hidráulica, k, consoante as características do maciço rochoso, adaptado de Martins de Lima <i>et al.</i> (2009).	15
Figura 10 - Esquema de execução do ensaio Lugeon com obturador simples, Amaro (2015).....	16
Figura 11 – Direção e localização dos furos para injeção de calda de cimento numa barragem abóbada (Martins de Lima <i>et al.</i> , 2009)	18
Figura 12 – Esquema representativo da cortina de impermeabilização numa barragem abóbada (Martins de Lima <i>et al.</i> , 2009).....	19
Figura 13 - Representação do diagrama de subpressões proposto por Levy (Andrade, 1982).....	21
Figura 14 - Representação do diagrama de subpressões proposto por Lieckfeldt (Andrade, 1982) ...	22
Figura 15 - Sistema de forças atuantes em barragens de gravidade	23
Figura 16 - Esquema da Influência da variação sazonal no valor da força de subpressão (Guidicini e De Andrade, 1988)	26
Figura 17 - Piezómetro <i>standpipe</i>	28
Figura 18 – Determinação da geometria da barragem de gravidade otimizada sem subpressão	31
Figura 19 – Otimização da geometria de barragens de gravidade.....	32
Figura 20 – Determinação da geometria da barragem de gravidade otimizada com subpressão	33
Figura 21 - Barragem de Ranhados (Comité Nacional de Grandes Barragens, 1992)	34
Figura 22 - Perfil tipo de uma barragem de gravidade	34
Figura 23 - Esquema representativo das variáveis envolvidas no método de Hoffman (Adaptado de Hoffman, 1928).....	35
Figura 24 - Equipotenciais obtidas através da computação da secção em planta do contacto barragem-fundação (Palumbo, 1996)	40
Figura 25 - Esquema do modelo a calcular com a representação da malha de elementos finitos	41
Figura 26 - Rede de fluxo em planta para a situação sem drenos	42
Figura 27 - Esquema representativo dos vetores de velocidade e caudal no modelo (sem drenos)...	42
Figura 28 - Rede de fluxo no modelo (drenos espaçados de 5 metros).....	43
Figura 29 - Gráfico do valor da subpressão entre dois drenos consecutivos (5 metros)	44
Figura 30 - Esquema representativo dos vetores de velocidade e caudal no modelo (drenos espaçados 5 metros)	45
Figura 31 - Gráfico do valor da subpressão entre drenos consecutivos (6 metros)	46
Figura 32 - Gráfico do valor da subpressão entre dois drenos consecutivos (7 metros)	47
Figura 33 - Esquema com a representação da malha de elementos finitos, situação sem drenos	48
Figura 34 - Rede de fluxo, situação sem drenos	49
Figura 35 - Gráfico do valor da subpressão na base na situação sem drenos	49
Figura 36 – Vetores velocidade e caudal, caso base	50
Figura 37 - Subpressão na base da barragem (para os três cenários)	52
Figura 38 - Rede de fluxo (cenário 1)	53
Figura 39 - Rede de fluxo (cenário 2)	53

Figura 40 - Rede de fluxo (cenário 3)	54
Figura 41 - Esquema representativo dos vetores de velocidade no modelo (cenário 2)	55
Figura 42 - rede de fluxo com cortina de impermeabilização (0.25H)	57
Figura 43 - Diagrama de subpressão na base da fundação com cortina (0.25H)	58
Figura 44 - vetores de velocidade e caudal percolado com cortina de impermeabilização (0.25H)	59
Figura 45 - Rede de fluxo com cortina de impermeabilização (H)	59
Figura 46 - Diagrama de subpressão na base da fundação com cortina (H)	60
Figura 47 - Vetores de velocidade e caudal percolado com cortina de impermeabilização (H)	61
Figura 48 - Variação da resultante de subpressão em função da profundidade da cortina de impermeabilização	63
Figura 49 - Gráfico representativo de simplificações nas condições de fronteira no modelo 2D em planta	64
Figura 50 - Elemento 3D tetraédrico de 10 nós (<i>Brinkgreve et al.</i> , 2013)	66
Figura 51 - Malha de elementos finitos 3D, situação sem drenos	67
Figura 52 - Equipotenciais na secção transversal, situação sem drenos	67
Figura 53 - Equipotenciais em corte horizontal, situação sem drenos	68
Figura 54 - Diagrama de subpressões, situação sem drenos	68
Figura 55 - Isolinhas de velocidade hidráulica, situação sem drenos	69
Figura 56 - Condições de fronteira impostas, barragem com drenos	70
Figura 57 - Equipotenciais, corte vertical a meia distância de dois drenos afastados de 5 metros	71
Figura 58 - Equipotenciais, corte vertical intersetando um dreno, afastamento de (5 metros)	71
Figura 59 - Equipotenciais, secção em corte horizontal no contacto barragem e fundação (5 metros)	72
Figura 60 - Isolinhas de velocidade em três planos perpendiculares (5 metros)	72
Figura 61 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos (5 metros)	73
Figura 62 - Equipotenciais, corte horizontal no contacto da barragem com a fundação (10 metros) ..	74
Figura 63 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos (10 metros)	74
Figura 64 - Equipotenciais, corte horizontal no contacto barragem e fundação (16 metros)	75
Figura 65 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos (16 metros)	75
Figura 66 - Linhas de fluxo, corte horizontal no contacto barragem-fundação (16 metros)	76
Figura 67 - Equipotenciais, corte vertical, cortina de impermeabilização sem drenos	77
Figura 68 - Equipotenciais, corte horizontal, cortina de impermeabilização sem drenos	78
Figura 69 - Diagrama de subpressões na base da barragem com cortina de impermeabilização	78
Figura 70 - Isolinhas velocidade hidráulica, cortina de impermeabilização	79
Figura 71 - Equipotenciais com cortina e drenos, corte vertical a meia distância entre 2 drenos	80
Figura 72 - Equipotenciais, cortina e drenos, corte vertical intersetando um dreno	80
Figura 73 - Equipotenciais, corte horizontal, cortina de impermeabilização com influência dos drenos	81
Figura 74 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos com cortina	81
Figura 75 - Diagrama de subpressões na base da barragem a meia distância de dois drenos e intersetando um.	82
Figura 76 - Isolinhas velocidade hidráulica, cortina e drenos	83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Ensaios <i>in situ</i> para determinar o módulo de deformabilidade em maciços rochosos, Vallejo (2002).	11
Quadro 2 - Série europeia de diâmetros de amostrados para furação	36
Quadro 3 - Valores constante a utilizar no critério de Hoffman	37
Quadro 4 - Iteração da rede de drenagem segundo o critério de Hoffman	37
Quadro 5 - Variação da subpressão média, com a variação dos diâmetros	38
Quadro 6 - Caudal por metro e velocidade máxima no modelo (sem drenos)	43
Quadro 7 - Valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 5 metros.	45
Quadro 8 - Valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 6 metros.	46
Quadro 9 -Valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 7 metros.	47
Quadro 10 - Caudal, gradiente hidráulico e velocidade máxima no modelo (sem drenos)	50
Quadro 11 - 3 cenários referentes à profundidade da rede de drenagem	51
Quadro 12 - valores da variação do caudal na fundação e velocidade hidráulica dos drenos para os 3 cenários	52
Quadro 13 - Variáveis necessárias para a determinação da condutividade hidráulica dos drenos nos 3 cenários	56
Quadro 14 - Valor da condutividade hidráulica mínima dos drenos para cada cenário	56
Quadro 15 - Valores finais obtidos para a análise do modelo corte horizontal	61
Quadro 16 Valores finais obtidos para a análise do modelo em corte vertical	62
Quadro 17 - Valores obtidos em função da profundidade da cortina de impermeabilização	63
Quadro 18 - Valores obtidos com a análise 3D	84
Quadro 19 - Valores finais para o dimensionamento da rede de drenagem nos 3 métodos	86

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

c' – coesão efetiva (kPa)
 E_0 – módulo de deformabilidade dinâmico (GPa)
 h – carga hidráulica (m.c.a.)
 h_d – carga hidráulica na linha dos drenos (m.c.a.)
 i – gradiente hidráulico
 k – condutividade hidráulica (m/s)
 Q – caudal (m³/s)
 γ_b – peso volúmico do betão (kN/m³)
 γ_w – peso volúmico da água (kN/m³)
 σ' – tensão normal efetiva (kPa)
 τ – tensão tangencial (kPa)
 ϕ' – ângulo de atrito interno (°)

2D – Bidimensional

3D - Tridimensional

APA – Agência Portuguesa do Ambiente

GSI - *Geological Strength Index*

ISRM - *International Society for Rock Mechanics*

JCS – *Joint Compressive Coefficient*

JRC - *Joint Roughness Coefficient*

m.c.a. – metros de coluna de água

MSE - *Mechanically stabilized earth*

RCC – *Rolled Compacted Concrete*

RMR - *Rock Mass Rating*

RQD – Rock Quality Designation

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens

SRF – *Stress Reduction Factor*

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

A execução da rede de drenagem em fundações de barragens tem por objetivo a diminuição das forças de subpressão nos pontos de contacto entre o material constituinte da barragem (betão) e a fundação (rocha) ou nas descontinuidades existentes no maciço, aumentando assim a estabilidade e segurança dessas estruturas.

As forças de subpressão na fundação das barragens de betão, ao atuarem na direção vertical e sentido ascendente, reduzem o peso efetivo da estrutura e, conseqüentemente, a segurança em relação a fenómenos como o derrubamento, flutuação e deslizamento.

O principal fenómeno responsável pela ocorrência da rotura em barragens de gravidade é a instabilidade por deslizamento da base, que pode ser provocada pelas forças de subpressão; é, por isso, essencial estudar esta problemática criteriosamente.

Segundo Serafim (1954), registos históricos de construções de barragens até 1882 indicam que não existiam na altura critérios que contabilizassem o efeito da subpressão, sendo cada projeto muito dependente da experiência do projetista. Como refere o autor, esta prática alterou-se devido à ocorrência do desastre da barragem de Bouzey em 1885 em França. A rotura da barragem ocorreu devido à infiltração de água nas descontinuidades do maciço, criando novos caminhos de percolação e provocando um aumento significativo das forças de subpressão. Outra ocorrência da rotura de uma barragem devido ao efeito da subpressão foi o desastre da barragem de Malpasset, este já pouco menos de um século depois. A rotura da estrutura deu-se durante a fase de primeiro enchimento, que é uma altura crítica para a estabilidade de uma barragem, devido à degradação da fundação gerada pela subpressão.

O projeto de tratamento das fundações de barragens de betão inclui, geralmente, tratamentos por injeções, de entre os quais se destaca a realização de cortinas de impermeabilização, e a execução da drenagem do maciço de fundação, normalmente a partir de furos distribuídos ao longo de um alinhamento segundo o desenvolvimento da barragem, constituindo aquilo que é designado por cortina de drenagem.

Para julgar da necessidade da cortina de drenagem recomendam os Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (APA, 2018) que seja usado o critério de Lugeon (art. 21º) e, na verificação da segurança para cenários correntes, que as subpressões na base das barragens gravidade ou abóbada espessa, na secção correspondente à cortina de drenagem, sejam da ordem de um terço da pressão a montante (alínea e) do art. 3h).

Correntemente, o pré-dimensionamento da cortina de drenagem é efetuado com base no critério empírico de Hoffman. Durante o primeiro enchimento da albufera, o efeito da rede de drenagem é objeto de avaliação e, caso necessário, são implementadas medidas adicionais adequadas.

O objetivo da presente dissertação consiste na criação de um modelo numérico e de várias simulações recorrendo a programas de percolação 2D e 3D, que possivelmente representem um contributo positivo para o dimensionamento das redes de drenagem.

1.2. ORGANIZAÇÃO E ESTRUTURA DO TEXTO

Este trabalho desenvolve-se em sete capítulos, cujo conteúdo é seguidamente descrito:

Capítulo 1 - Inclui a introdução e enquadramento do tema que se vai tratar ao longo do trabalho e resume os seus objetivos.

Capítulo 2 – São analisados os diferentes tipos de barragem, comparando as vantagens e desvantagens de cada um, bem como os fatores que influenciam a sua escolha, tais como: disponibilidade de materiais de construção, morfologia do vale de implantação, características geomecânicas da fundação e impacto ambiental. É feita também uma análise das características do maciço rochoso que afetam o comportamento deste como fundação de uma barragem de gravidade. São abordadas as classificações geomecânicas e os parâmetros hidráulicos, de resistência e de deformabilidade de maciços.

Capítulo 3 – É abordado o tratamento de fundações, incluindo as suas várias componentes, tais como o tratamento de consolidação, tratamento de impermeabilização e execução da cortina de drenagem. É também explicado o conceito de subpressão e feito o seu enquadramento histórico; no fim do capítulo é analisada a monitorização, através de piezómetros, essencial em qualquer tipo de obra geotécnica que inclua percolação.

Capítulo 4 – São tecidas algumas considerações básicas relativamente ao dimensionamento de uma barragem de gravidade convencional. Depois de escolhida a secção tipo ideal para o caso de estudo, é utilizado o critério de Hoffman para fazer o pré-dimensionamento da rede de drenagem.

Capítulo 5 – É feito um estudo do dimensionamento da rede de drenagem utilizando ferramentas numéricas. Foram efetuadas simulações da percolação bidimensional recorrendo ao programa de cálculo SEEP/w. Estas análises foram conduzidas considerando duas vertentes: a primeira tendo por base o estudo da percolação num plano vertical e a outra num plano horizontal. É descrito o processo de modelação do problema, no qual se inclui a geometria, condições de fronteira, largura do domínio e parâmetros admitidos para a barragem. Por fim são apresentados os resultados de vários cenários, avaliando a influência do espaçamento e profundidade dos drenos, assim como da cortina de impermeabilização.

Capítulo 6 – São apresentados os estudos e análises tridimensionais da percolação, sendo estes realizados com recurso ao programa RS3 da *Rocscience*. Nesta análise também é feita a modelação de vários cenários como o espaçamento entre drenos, contribuição da cortina de impermeabilização e o conjunto dos dois elementos. Por fim são comparados os resultados obtidos e feitas as conclusões para este capítulo.

Capítulo 7 – No último capítulo são comparados os resultados obtidos nos três capítulos precedentes, sendo determinadas as diferenças do dimensionamento da rede de drenagem pelo critério de Hoffman, modelação bidimensional e tridimensional.

2

TIPOS DE BARRAGENS E CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO

2.1. TIPOS DE BARRAGENS

As barragens podem ser divididas em dois tipos: barragens de aterro e de betão. Ambas têm diferentes vantagens, sendo que para cada projeto é necessário um vasto conjunto de análises e estudos de modo a obter soluções com maior interesse técnico-económico. Dentro do conjunto de fatores que afetam a escolha da solução destacam-se os seguintes, devido à sua importância:

- Disponibilidade dos materiais: a necessidade dos materiais com características adequadas ao tipo de barragem e nas quantidades requeridas é limitada à disponibilidade dos mesmos.
- Morfologia do vale: algumas estruturas podem não ser escolhas viáveis devido à morfologia dos vales em que serão inseridas; por exemplo, as barragens em abóbada não são adequadas para vales muito abertos. Este fator também pode influenciar a integração de outros elementos da obra, como os descarregadores.
- Características geomecânicas: a adequabilidade do tipo de barragem a utilizar pode ser função das características do material que lhe servirá de fundação. Se esse material for solo aluvionar, rocha residual ou branda, uma barragem flexível é mais adequada, pois esta é menos suscetível a assentamentos e transfere menores tensões à fundação em relação às soluções de betão. As barragens de gravidade são normalmente utilizadas quando o material de fundação é rocha.
- Impacto ambiental: é um fator que cada vez tem maior importância, que requer a realização de extensos estudos de impacto ambiental nas várias fases de uma obra, podendo a escolha da barragem depender destes.

Nos subcapítulos seguintes será feita uma descrição dos vários tipos de barragens e a evolução que as estruturas de retenção de água foram sofrendo ao longo do tempo, tendo como referência o documento publicado pela Hydropower & Dams (1997).

2.1.1. BARRAGENS DE ATERRO

As primeiras barragens construídas pelo Homem foram as barragens de aterro homogêneas: estas são executadas com apenas um tipo de material, o que cria a necessidade de os taludes possuírem inclinações suaves, permitindo um maior controle sobre a estabilidade da barragem, e de o material ser pouco permeável, a fim de dificultar a percolação da água. Trata-se da solução mais simples para o perfil transversal tipo; porém, podem surgir problemas, tais como a erosão interna, devido à percolação no

interior da barragem, e o escorregamento do talude de jusante, ou, no caso de esvaziamento rápido da albufeira, de montante, caso as forças de percolação sejam demasiado elevadas. Na Figura 1 é representado esquematicamente o perfil tipo da barragem de aterro homogénea.



Figura 1 – Esquema, barragem de aterro homogénea (Hydropower & Dams, 1997)

A partir do século XIX surgiram barragens mais complexas, que permitiram um aumento significativo da inclinação dos taludes, e também uma menor permeabilidade global da barragem, o que corresponde a um melhor desempenho da mesma. Uma destas barragens é a barragem zonada; consoante a quantidade de materiais disponíveis, este tipo de barragem pode ter um melhor desempenho em relação às barragens homogéneas, pois são conjugadas características de vários materiais de modo a satisfazer todas as necessidades da obra. Este tipo de barragem é geralmente composto por um núcleo argiloso que possui a função de impermeabilizar o aterro; os taludes são compostos por material granular de ângulo de atrito elevado, permitindo maiores inclinações dos paramentos; a barragem é também constituída por uma zona, a jusante do núcleo, com material drenante para a saída da água, impedindo que esta atinja o maciço estabilizador de jusante, que não deve conter água no seu interior. Na Figura 2 é representado um esquema do perfil tipo desta barragem.

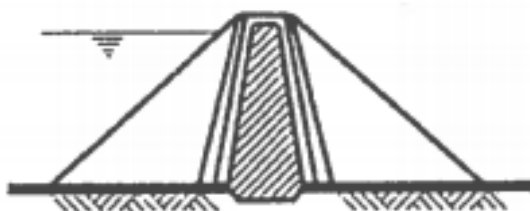


Figura 2 – Esquema, barragem de aterro zonada (Hydropower & Dams, 1997)

Outro tipo de barragem é a barragem de enrocamento; estas podem ser homogéneas ou conter um núcleo impermeabilizante. São construídas com recurso a material grosseiro muito permeável, que apresenta um elevado ângulo de atrito e muito bom comportamento mecânico, o que permite aumentar a inclinação dos taludes. Contudo, é necessária a instalação de uma cortina a montante ou de um núcleo para garantir a impermeabilização da barragem. Caso o órgão impermeabilizante se situe no núcleo, este pode ser materializado com material argiloso ou asfáltico; situando-se a montante, pode ser materializado por

uma cortina de betão armado, de aço ou geomembranas. Na Figura 3 é representado um esquema do perfil tipo desta barragem.



Figura 3 – Esquema, barragem homogênea de enrocamento (Hydropower & Dams, 1997)

2.1.2. BARRAGENS DE BETÃO

As barragens de betão são barragens de gravidade com o perfil tipo mais simples, sendo constituídas apenas por esse material de construção. A resistência às solicitações aplicadas à barragem é conferida pelo seu peso próprio, transmitindo à fundação esforços mais elevados do que no caso das barragens de aterro.

A barragem de gravidade convencional é construída em blocos, com juntas de dilatação verticais, para evitar a fissuração devido à retração do betão. Nas barragens de gravidade do tipo RCC, o betão é colocado e compactado com cilindros de forma contínua, sem juntas verticais, o que pressupõe a utilização de betões com baixa dosagem de cimento. Na Figura 4 é representado o esquema do perfil tipo desta barragem.

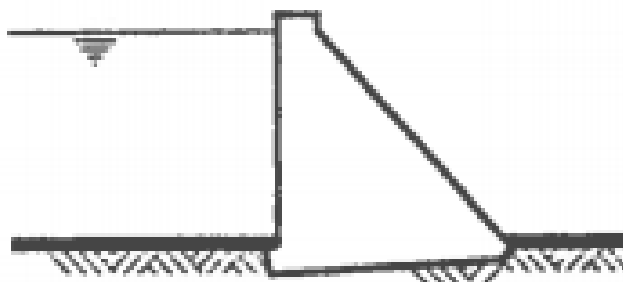


Figura 4 – Esquema, barragem de gravidade (Hydropower & Dams, 1997)

Entre as barragens de gravidade existem as que possuem um aligeiramento no interior do corpo da estrutura; essa característica reflete-se num menor volume de betão necessário, em relação a uma barragem de gravidade convencional construída nas mesmas condições. Também as forças de subpressão são menores, devido à menor área de contacto entre o betão e a fundação. No entanto, a discrepância nos custos entre os dois tipos de barragens pode não ser muito significativa, pois as barragens de gravidade aligeiradas são mais complexas de executar e necessitam de mais mão de obra.

De referir que as tensões no corpo da barragem junto do vazamento são mais elevadas, e por essa razão, é necessário fazer um estudo adequado da estrutura e da respetiva fundação. Na Figura 5 é representado o esquema do perfil tipo desta barragem.



Figura 5 – Esquema, barragem de gravidade aligeirada (Hydropower & Dams, 1997)

A clássica barragem de contrafortes apresenta geralmente uma cortina de betão, que tem a função de impermeabilização e transmissão das ações aos contrafortes. É uma barragem do tipo gravidade aligeirada, na qual a estabilidade do paramento de montante é assegurada através da mobilização do seu peso e da existência dos contrafortes, cuja utilização, como elementos transversais à secção, contribui para a redução do volume de betão e para a diminuição da resultante das subpressões na base. Na Figura 6 é representado o esquema do perfil tipo desta barragem.



Figura 6 – Esquema, barragem de contrafortes (Hydropower & Dams, 1997)

Quando uma barragem apresenta dupla curvatura, ou seja, quando tem curvatura no plano vertical e no plano horizontal, é classificada como barragem abóbada. Este tipo de estruturas é mais complexo do ponto de vista do projeto, construção e análise, já que apresenta uma geometria muito variável e tem uma estrutura muito esbelta. Deste modo, como o volume de betão utilizado é inferior em relação aos outros tipos de barragem de betão analisados anteriormente, exige-se que o betão e a fundação das barragens abóbada apresentem características mecânicas superiores, devido a uma maior tensão imposta na fundação. É possível obter estruturas muito esbeltas e com uma elevada altura, já que as ações são totalmente transmitidas aos encontros de barragens com taludes rochosos por efeito de arco, daí a necessidade de uma elevada resistência na fundação. É necessário garantir também a segurança quanto

à orientação e resistência das descontinuidades da fundação, principalmente na zona dos encontros. Na Figura 7 é representado o esquema do perfil tipo desta barragem.

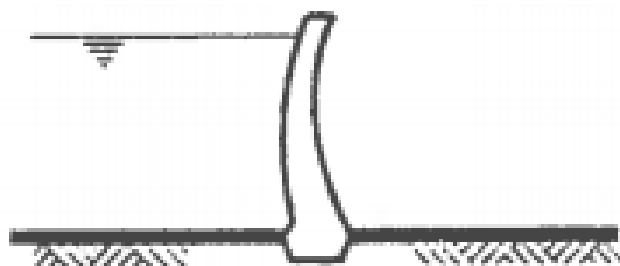


Figura 7 - Esquema, barragem em abóbada (Hydropower & Dams, 1997)

2.2. CARACTERIZAÇÃO DA FUNDAÇÃO

As fundações de barragens podem ser constituídas tanto por maciços terrosos como maciços rochosos. Como é sabido, o material rochoso apresenta, geralmente, um comportamento mecânico bastante melhor do que o material terroso. Neste último estão incluídos os solos aluvionares, residuais, de origem glacial, e ainda a rocha branda. A escolha do tipo de barragem depende muito do tipo de fundação existente no local, sendo que para barragens rígidas seja comum a necessidade de uma fundação rochosa. Por vezes torna-se necessário executar escavações bastante profundas de solo aluvionar para que se atinja o material de melhor qualidade. Quando essa abordagem não é possível, tanto devido a uma profundidade de escavação exagerada ou a condicionantes económicas, a solução consiste na utilização de uma barragem flexível ou na alteração do processo construtivo da barragem de betão. Um exemplo desse caso é a barragem de Crestuma-Lever (Álvares Ribeiro *et al.*, 1982), que foi construída numa zona com solo aluvionar com possança de algumas dezenas de metros; porém, as fundações assentam no *bedrock* por intermédio de pegões executados com paredes moldadas.

Salvo estes casos específicos e tendo em conta que o objetivo deste trabalho é analisar condições de percolação e drenagem de fundações de uma barragem de gravidade típica, são apresentadas seguidamente as bases da caracterização de maciços rochosos.

2.2.1. CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

No caso de maciços rochosos, a avaliação do seu comportamento geomecânico pode ser feita com o uso das classificações geomecânicas. Estas classificações baseiam-se na observação direta, ensaios realizados *in situ* e ensaios laboratoriais em amostras recolhidas em sondagens.

As classificações geomecânicas são métodos empíricos em que se relacionam vários fatores, como a resistência do material rochoso, o RQD (*Rock Quality Designation*), o espaçamento, orientação e condições das descontinuidades, estrutura geológica e estado de tensão. Estas classificações atribuem pesos a cada parâmetro representativo do maciço, de acordo com a sua importância e influência no comportamento deste; a partir desses pesos é obtido um índice que permite classificar o maciço em função do seu comportamento geomecânico.

Devido ao facto de estas classificações se basearem na observação direta, os resultados serão sempre dependentes do observador, devido ao grau de subjetividade de avaliação de alguns parâmetros; como os ensaios sobre o material, que poderão ser pouco representativos, são muito afetados pela dimensão

do ensaio e da zona onde este é feito, é recomendada a utilização de pelo menos dois métodos de classificação. (Hoek *et al*, 2000).

2.2.1.1. CLASSIFICAÇÃO RMR

Bieniawski (1974) introduziu e desenvolveu um sistema de classificação geomecânica, *Rock Mass Rating* (RMR), que tem como base a atribuição de pesos a certas características importantes do maciço rochoso. A soma dos vários pesos associados a cada critério constitui o índice RMR, que varia de zero a cem, classificando um maciço rochoso em categorias que variam desde muito bom (elevado RMR) a muito fraco (baixo RMR).

O valor do RMR final é obtido por um índice de RMR básico que é posteriormente corrigido. O índice RMR básico é determinado com a avaliação da resistência à compressão uniaxial do material rochoso intacto, grau de fracturação do maciço através de RQD (*Rock Quality Designation*), espaçamento das descontinuidades, condições das descontinuidades e condições hidrogeológicas. Já o índice RMR corrigido é resultado do RMR básico, incluindo a influência da orientação das descontinuidades.

2.2.1.2. ÍNDICE Q

O Índice Q foi desenvolvido por Barton *et al.* (1974), que propôs um índice de qualidade, Q, para a classificação de maciços rochosos.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

Na equação 1 a primeira parcela da multiplicação representa a estrutura do maciço rochoso quanto à compartimentação; a segunda parcela representa a rugosidade e as características do atrito entre as paredes das descontinuidades ou dos seus materiais de enchimento; a terceira e última é relativa ao estado de tensão do maciço. Em relação aos parâmetros presentes na equação, RQD representa o índice de qualidade, J_n é referente ao número de famílias de descontinuidades, J_r é o índice de rugosidade das descontinuidades, J_a é o índice de alteração das descontinuidades, J_w representa o fator de redução do caudal e SRF o estado de tensão do maciço.

Como é exposto por Barton *et al.* (1980), o valor numérico do índice Q varia numa escala logarítmica entre 0.001 (para maciços de qualidade muito fraca) a 1.000 (para maciços de qualidade excepcional). Quando a qualidade do maciço varia fortemente de local para local, é desejável classificar as zonas geotécnicas separadamente.

2.2.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Segundo os Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (APA, 2018), devem ser considerados os seguintes aspetos referentes à resistência da fundação:

- A resistência à compressão simples obtida em ensaios de amostras, com especial interesse para efeitos de classificação da qualidade dos materiais rochosos, dado que as compressões impostas pelas obras são baixas, em geral;
- A resistência ao escorregamento das diferentes famílias de descontinuidades, determinada tendo em atenção o seu eventual preenchimento, rugosidade das superfícies e teor em água, de

importância primária para a segurança nos casos em que os cenários de acidente interessem sólidos limitados apenas por aquelas famílias;

- As resistências, caracterizadas em geral pela coesão e pelo ângulo de atrito interno, grandezas determinadas por ensaios *in situ* e em laboratório ou estimadas a partir da classificação do maciço rochoso;
- O tratamento estatístico dos resultados dos ensaios, sempre que existam em número suficiente.

As propriedades resistentes dos maciços rochosos e terrosos e o seu comportamento são de fundamental importância, mas de complexidade elevada, devendo adotar-se metodologias distintas dependendo do tipo de maciço e dos objetivos da análise. Com a acumulação da experiência foram surgindo modelos que permitem a caracterização de parâmetros resistentes. Em maciços heterogêneos, como os maciços rochosos, a tarefa complica-se, porque estes apresentam-se como um meio descontínuo e anisotrópico, composto por dois elementos: os blocos rochosos e as descontinuidades.

Existem vários modelos simplificados que permitem avaliar o comportamento de um material geotécnico, tanto quanto à sua relação tensão-deformação, como ao limiar de rotura. Os critérios mais comuns e de utilização mais simples são o de Mohr-Coulomb, Hoek & Brown e Barton.

2.2.2.1. CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

O critério de rotura de Mohr-Coulomb foi introduzido inicialmente por Coulomb em 1773. Este modelo foi concretizado para o estudo de solos granulares sendo, por vezes, utilizado para outro tipo de materiais, como os maciços rochosos, devido à sua simplicidade e comodidade de utilização. Este método define a rotura através da tensão normal e tangencial em qualquer plano. A expressão da envolvente de rotura é dada por:

$$\tau = c' + \sigma' * \tan(\phi') \quad (2)$$

Na equação 2, τ representa a tensão tangencial que atua no plano de rotura, c' a coesão do material, ϕ' o ângulo de atrito interno e σ' a tensão normal a atuar no plano de rotura.

2.2.2.2. CRITÉRIO DE HOEK & BROWN

O critério de Hoek & Brown (1980) surgiu a partir dos resultados das investigações de Hoek (1968) de fraturas de rochas intactas, e de um modelo de estudo sobre o comportamento de maciços rochosos realizado por Brown (1970). Este é um critério empírico e não linear, ao contrário do critério de Mohr-Coulomb, e reflete bem o comportamento da rocha intacta, daí que seja bastante usado nesses casos. Os autores tentaram relacionar o critério empírico com observações geológicas através de um dos sistemas de classificação de maciços rochosos, sendo primeiro utilizado o método RMR (*Rock Mass Rating*) proposto por Bieniawski (1974). Foi reconhecido que a classificação RMR de Bieniawski não era adequada para relacionar o critério de rotura com observações geológicas no campo, o que levou à introdução do Índice de Resistência Geológica, GSI (*Geological Strength Index*), resultando na expressão de Hoek & Brown generalizada:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} * \left(m * \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^a \quad (3)$$

Na equação 3, m e a são constantes que dependem das propriedades da rocha intacta, σ_1 e σ_3 correspondem, respetivamente, às tensões principais máxima e mínima, e σ_{ci} corresponde à resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

2.2.2.3. CRITÉRIO DE BARTON

O critério de Barton é um desenvolvimento da equação de Mohr-Coulomb e é bastante utilizado para avaliar o comportamento das descontinuidades; para além de ser considerado o ângulo de atrito base do material, como era o caso da expressão Mohr-Coulomb, a este critério é acrescentado um valor que tem em conta a rugosidade entre as duas faces de uma descontinuidade. Foi então proposta uma equação de resistência ao corte de juntas rugosas por Barton (1972). Baseado em testes executados em juntas rugosas naturais, Barton propôs a equação empírica seguinte:

$$\tau = \sigma' * \tan[\phi' + JRC * \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma'}\right)] \quad (4)$$

Na equação 4, JRC corresponde ao coeficiente de rugosidade, JCS à resistência à compressão da rocha na superfície de fratura, σ' à tensão normal efetiva e ϕ' é o ângulo de atrito residual. O JRC pode ser determinado por comparação visual com os perfis de rugosidade padrão (ISRM, 1981) e o JCS pode ser obtido através de medições com martelo de Schmidt na superfície da descontinuidade.

2.2.3. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

A deformabilidade é um parâmetro fundamental no que toca à fundação de uma barragem, especialmente quando esta é constituída por betão, pois, sendo esta uma estrutura rígida, os assentamentos podem provocar danos permanentes na estrutura, como por exemplo a fissuração excessiva, que não é aceitável neste tipo de obra.

Vallejo (2002) define a deformabilidade como a capacidade que a rocha tem de alterar a sua forma como resposta à ação de forças a que é sujeita. Dependendo da intensidade destas e das características mecânicas da rocha, a deformação será permanente ou elástica; neste último caso o corpo recupera a sua forma original quando ocorre um alívio das forças aplicadas.

Os principais fatores que influenciam o módulo de deformabilidade de um maciço rochoso são os defeitos que podem existir na matriz rochosa, como descontinuidades e fissuras; a resistência interna das partículas minerais, bem como as ligações entre estas; o seu grau de alteração; o estado de tensão inicial e estado de tensão a que ficará sujeito, e, finalmente, o índice de vazios e o grau de saturação.

O módulo de deformabilidade do material rochoso é, geralmente, bastante elevado; deste modo o principal problema em termos de deformabilidade não se deve a assentamentos elásticos e recuperáveis, mas sim a planos de fraqueza dentro do próprio maciço, como descontinuidades e zonas com composição extremamente alterada.

2.2.3.1. ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

Os ensaios de determinação da deformabilidade podem ser divididos em dois grupos: os ensaios diretos, ou ensaios *in situ*, e os ensaios indiretos, ou métodos geofísicos. Existe sempre alguma dificuldade em caracterizar com bastante rigor as características mecânicas de um meio rochoso devido à sua elevada heterogeneidade, daí que nos ensaios *in situ* possam surgir problemas de representatividade e dificuldade na extrapolação dos resultados obtidos para valores fiáveis.

No Quadro 1 encontram-se exemplos de ensaios *in situ* correntes, assim como algumas das suas vantagens e desvantagens.

Quadro 1 - Ensaios *in situ* para determinar o módulo de deformabilidade em maciços rochosos (Vallejo, 2002).

Ensaio	Volume	Lugar	Vantagens	Desvantagens
Macaco Plano (flat jack)	Alguns m^3	Em paredes de galerias, túneis, etc.	Amostras grandes. Distribuição das tensões bem conhecida.	Custoso. Necessidade de obras especiais. Poucos ensaios.
Carga em placa	Até 1 m^3 dependendo do tamanho da placa	Em paredes, galerias, túneis, poços etc.	Amostras grandes e pouco perturbadas.	Distribuição das tensões mal conhecida. Têm de ser feitas muitas suposições para a interpretação Custos elevados e poucos ensaios.
Dilatómetro	Alguns dm^3	Em furos de sondagem	Pode ser feito em profundidade. Fácil obtenção da distribuição da deformabilidade do maciço com juntas fechadas. Baixo custo.	Amostras pequenas. Distribuição das tensões desconhecida. Requer suposições adicionais.
Macaco Radial	Alguns m^3 dependendo do tamanho do macaco	Em galerias especiais	Amostra grande. Muito adequado para galerias em pressão.	Custo muito elevado. Geralmente só um ensaio é feito.
Triaxial a grande escala	Alguns m^3	Perto da superfície, em galerias e túneis, etc.	Amostra grande. Distribuição de tensões bem conhecida.	Custo muito elevado. Necessidade de obras especiais. Poucos ensaios.

A determinação indireta de parâmetros de deformabilidade é feita com recurso a métodos geofísicos que permitem estimar o módulo de deformabilidade dinâmico do maciço rochoso. Esses parâmetros são obtidos a partir da velocidade de ondas elásticas que percorrem o maciço, podendo estas ser de compressão ou longitudinais, v_p , e de corte ou transversais, v_s . Conhecer os valores de v_p e v_s é muito importante para determinar os parâmetros de deformabilidade, pois estes dependem do tipo de material rochoso, grau de alteração, nível de fraturamento, estado de tensão e condições hidrogeológicas. Como é descrito por Tsiambaos e Sabatakakis (2011), em análises dinâmicas é essencial conhecer a velocidade das ondas de corte (v_s) para definir o valor máximo de módulo de deformabilidade, E_0 ou $E_{máx}$, para baixas deformações provocadas pelo ensaio, tendo em conta que a evolução do gráfico tensão-deformação é não linear e a rigidez diminui com o aumento da deformação.

Galera et al. (2006), apresentam uma correlação empírica que permite relacionar o módulo de deformabilidade dinâmico com o estático. A Figura 8 representa a relação entre o módulo estático obtido pelo dilatômetro flexível e o módulo dinâmico obtido por métodos dinâmicos.

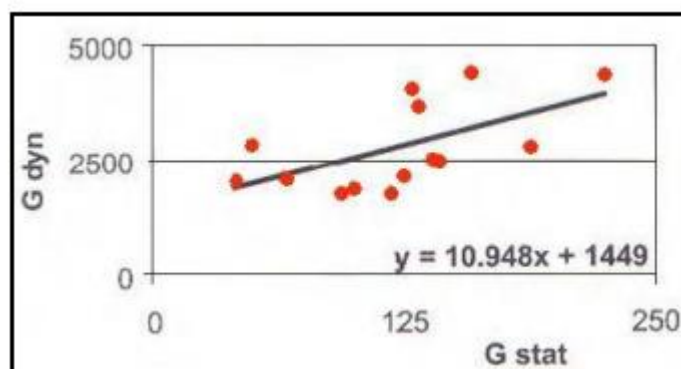


Figura 8 - Correlação empírica entre módulo de deformabilidade estático e dinâmico (Galera et al., 2006)

2.2.4. DESCONTINUIDADES NA FUNDAÇÃO

Como já foi observado anteriormente, o comportamento mecânico de um maciço rochoso é bastante dependente de pontos ou zonas que apresentem uma diminuição de resistência localizada, como é o caso das descontinuidades. De seguida são descritos os principais tipos de descontinuidades.

As diáclases são um tipo de descontinuidades presentes na matriz rochosa, que a separam em blocos, ao longo das quais não ocorre deslocamento relativo entre superfícies, ou se ocorre, não é significativo. Designa-se por família de diáclases um conjunto de descontinuidades com a mesma origem e que apresentem aproximadamente a mesma orientação.

As falhas são resultantes de uma rotura por corte que separa um maciço em dois blocos através de uma superfície ou plano de falha. Encontram-se frequentemente nos maciços de fundação e podem ter uma influência importante no comportamento destes. É fundamental a determinação da atitude das falhas, assim como acontece com as diáclases.

Os principais parâmetros utilizados para caracterizar descontinuidades são a sua abertura, preenchimento, orientação, persistência, espaçamento e rugosidade.

A abertura das descontinuidades, para além de afetar fortemente o comportamento mecânico do maciço, também cria, no caso de fundação de barragens, caminhos preferenciais de percolação, sendo que estas zonas devem ser alvo de tratamento para que a barragem cumpra o seu objetivo, que é a retenção de água. Estas aberturas podem ter dimensões menores que 0.1 milímetros até mais de 1 metro. Após a ocorrência de uma descontinuidade, a abertura criada pode ser preenchida pelo material constituinte da própria rocha ou por material alterado que tenha sido transportado de outro local. As diáclases podem conter ar, água e material granular, mais ou menos argiloso. Já no caso das falhas, o preenchimento é constituído por material rochoso triturado pelos movimentos de ambas as faces destas. Também o preenchimento influencia muito a deformabilidade e a resistência ao corte dos maciços, assim como as condições de circulação da água. A orientação das descontinuidades pode afetar em grande medida o comportamento do maciço, especialmente no caso de este servir de fundação a uma barragem, pois a sua direção pode promover a percolação. A rugosidade é um parâmetro importante no caso de diáclases e afeta principalmente a resistência ao deslizamento dos blocos, mas também pode ter importância caso

seja feito um tratamento da fundação com calda de cimento, pois uma maior rugosidade fornece maior aderência entre a calda e a rocha. Como as falhas são geradas através do movimento entre blocos, a rugosidade é geralmente desprezável neste tipo de descontinuidade, pois as faces vão perdendo as suas irregularidades e saliências, acabando por ficar praticamente lisas com esse movimento.

A determinação do tipo de descontinuidade é feita mediante observações do local, limpeza do terreno, trincheiras, galerias, sondagens e prospeção geofísica, onde se torna possível, para o observador, identificar os tipos e famílias de descontinuidades e as suas características.

2.2.5. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

2.2.5.1 POROSIDADE EM MEIOS NATURAIS

Oliveira (1981) refere os vários tipos de porosidades em meios naturais:

- Meios com porosidade vacuolar são praticamente impermeáveis pois os poros não comunicam entre si, não permitindo que a água percorra o meio, mesmo que a porosidade desse material seja elevada. Exemplos de maciços rochosos que apresentam tal meio são os basaltos e pedras-pomes;
- Meios com porosidade intersticial, nos quais os poros têm ligação entre si, tornando o maciço mais permeável, na maioria dos casos. São meios onde a porosidade depende sobretudo do arranjo espacial dos elementos constituintes do maciço. Isto é verificado em solos como os cascalhos, as areias, os siltes e as argilas. Dentre estes só as argilas é que possuem baixa permeabilidade devido à capacidade de reagir com as moléculas de água;
- Meios com porosidade de fraturas são típicos dos maciços rochosos, pois neste caso a percolação ocorre entre as fraturas no interior do maciço. Devido à baixa porosidade das rochas, a permeabilidade é exclusivamente dependente das características das descontinuidades do maciço;
- Meios com porosidade de canais caracterizam-se pela percolação através de descontinuidades, tal como nos meios com porosidade de fraturas, mas neste caso essa percolação gera dissolução da rocha formando canais de passagem de água. Existe tipicamente em rochas solúveis como o calcário.

2.2.5.2. PERCOLAÇÃO EM MACIÇOS ROCHOSOS

A introdução, em 1957, do conceito de percolação por Hammersley, analisada no artigo de Hammersley e Welsh (1980), surgiu apenas para analisar o problema prático da variação da permeabilidade em meios porosos preenchidos por um único fluido. Nesta abordagem, não era considerada a permeabilidade tridimensional inerente a maciços rochosos, portanto o estudo da percolação aplicado a problemas de desníveis de carga hidráulica, só foi usado até então para estudar meios porosos como, por exemplo, o arenito.

Como explicam no seu artigo Wilke *et al.* (1985), as fraturas individuais no interior do maciço rochoso podem ser modeladas como planos de extensão limitada e permeabilidade individual variável, relacionados com a abertura das descontinuidades, formando uma rede de interseção de planos. Esta rede pode ser vista como uma rede de percolação. Quando essa rede apresenta planos de descontinuidades que não se intersejam no meio, o material é considerado muito pouco fraturado e não ocorre percolação através de descontinuidades, sendo o meio praticamente impermeável, pois alguma

água percola entre os poros da rocha, mas em quantidades insignificantes. Com o desenvolvimento da fragmentação do material rochoso, vários planos se cruzam, formando "aglomerados finitos" de planos interligados. Cada descontinuidade é localmente permeável, mas nenhum fluxo global pode ainda ocorrer no meio. Com o aumento do grau de fraturação, o limite de impermeabilidade é atingido, para o qual pelo menos um plano ou interseção de descontinuidades passa de finito para infinito; isto é, é criado um caminho através do meio por onde a água pode então percolar, não apenas nos poros da rocha, mas também nessa descontinuidade finita. Acima deste limite, a permeabilidade do meio aumenta continuamente com a persistência e frequência dos planos.

Todas as características das descontinuidades já enumeradas influenciam a quantidade de água que pode atravessar o interior do maciço, daí que seja importante um estudo o mais rigoroso possível desses parâmetros, e, se necessário, optar pelo tratamento da fundação.

2.2.5.3. PROBLEMAS GERADOS PELA MÁ AVALIAÇÃO DE COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE

A ocorrência de caudais consideráveis ao longo de um meio rochoso está associada a elevados valores de permeabilidade do mesmo. A percolação de água no interior dos maciços provoca efeitos negativos, nomeadamente a presença de água nas descontinuidades, ao exercer pressão nas paredes destas, promove maiores aberturas, e conseqüentemente uma maior facilidade no fluxo de água. Do mesmo modo, o congelamento da água, e conseqüente aumento do volume desta, gera pressão nas paredes, podendo conduzir à fraturação da rocha e originar novas descontinuidades. A percolação da água origina erosão interna do maciço, desgastando as paredes das descontinuidades e dando origem ao arrastamento do material de enchimento das mesmas. No caso de maciços rochosos em fundações de barragens, há fluxo de água ao longo do maciço e são geradas subpressões na base da estrutura que podem pôr em causa as condições de estabilidade da mesma. Este último fenómeno será abordado com maior pormenor posteriormente.

2.2.5.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

No caso de fundações de maciços rochosos é extremamente difícil caracterizar totalmente a permeabilidade do meio. Nos maciços terrosos, é possível determinar facilmente em laboratório a sua condutividade hidráulica, sendo esta geralmente isotrópica. Por outro lado, num maciço rochoso, constituindo este um meio não contínuo, a permeabilidade depende muito das características das descontinuidades, do grau de alteração da rocha e de ocorrência de zonas de menor resistência no interior do maciço, que tornam a permeabilidade anisotrópica neste meio. Uma possibilidade para determinar a condutividade passa pelo uso de métodos empíricos que fornecem uma estimativa global da permeabilidade. O ensaio mais utilizado e enunciado nos Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (APA, 2018) é o ensaio de Lugeon.

Na Figura 9 é possível observar a variação da condutividade hidráulica consoante as características do maciço.

	k - cm/seg	Rocha intacta	Rocha fraturada
Praticamente impermeável	10^{-12}	ardósia,	
	10^{-9}	dolomito,	
	10^{-6}	granito	
	10^{-7}		
Baixa descarga, fraca drenagem	10^{-4}	calcário	Descontinuidades com preenchimento argiloso
	10^{-5}		
	10^{-6}		
	10^{-3}		
Elevada descarga, fácil drenagem	10^{-2}	arenito	Rocha fraturada
	10^{-1}		
	1		Rocha com descontinuidades abertas
	10^1		
	10^2		Rocha extremamente fraturada

Figura 9 - Valores de condutividade hidráulica, k , consoante as características do maciço rochoso, adaptado de Martins de Lima et al. (2009).

2.2.5.5. ENSAIO DE LUGEON

No que toca a fundações de barragens de gravidade, é recomendado nos Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (APA, 2018) o tratamento da fundação, caso o valor da permeabilidade seja superior a duas unidades Lugeon.

O ensaio de Lugeon é um ensaio *in situ* realizado com recurso a furos de sondagens, específico para maciços rochosos, e aplicado principalmente em fundações de barragens e obras subterrâneas para avaliar a permeabilidade e possibilidade de circulação da água. Na Figura 10 é visível um esquema da execução deste ensaio.

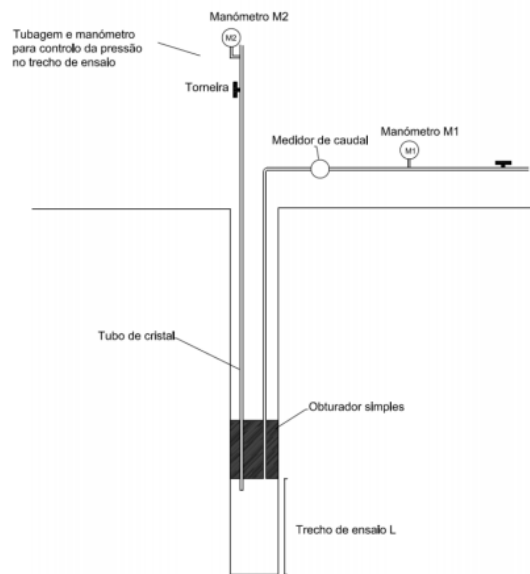


Figura 10 - Esquema de execução do ensaio Lugeon com obturador simples, Amaro (2015)

Este ensaio consiste na injeção de água sob pressão num troço do furo e regista-se a quantidade de água infiltrada nas descontinuidades da rocha. O fluxo é mantido sob pressão entre um obturador e o fundo do furo, ou entre dois obturadores. A injeção de água é usualmente feita em cinco patamares de pressão estabilizada, começando em 0.25 MPa, atingindo o valor de 1 MPa até reduzir novamente para os 0.25 MPa. Em cada um dos patamares, após ser atingido o regime permanente, inicia-se a medição do volume de água absorvido durante 10 minutos. O resultado obtido pela realização do ensaio é expresso em unidades Lugeon, sendo esta unidade correspondente à absorção de um litro por minuto e por metro de furo, durante uma injeção com a duração de dez minutos e à pressão estabilizada de 1.0 MPa.

A partir da análise de curvas caudal-pressão é possível tirar bastantes conclusões em relação às características do maciço, tais como:

- O tipo de escoamento, que pode ser laminar, caso o caudal seja proporcional à pressão aplicada (lei de Darcy), ou turbulento, quando não existe proporcionalidade entre as duas grandezas (lei de Chézy);
- A fracturação do maciço, que é provocada pela injeção de água;
- A tendência para a colmatagem ou desobstrução das fraturas abrangidas pela circulação forçada da água;
- A determinação da profundidade recomendável para o tratamento de impermeabilização ou de consolidação;
- A deformação elástica do maciço rochoso no bolbo envolvente de cada sondagem.

3

TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES

3.1. INTRODUÇÃO

Em praticamente todos os maciços rochosos verifica-se a existência de singularidades geológicas com uma influência importante na sua capacidade mecânica, deformabilidade e permeabilidade. No entanto, estas propriedades apresentam uma grande variabilidade de local para local, e mesmo dentro do próprio maciço, devido à história geológica deste.

O maciço de fundação de uma barragem, em especial para barragens de grande porte, está sujeito a incrementos do estado de tensão com valores notáveis; é então fundamental verificar a necessidade e interesse do tratamento de fundações para que seja possível um eficaz funcionamento da barragem.

3.2. TRATAMENTO DE CONSOLIDAÇÃO

O objetivo que se pretende atingir com o tratamento de consolidação é, essencialmente, o melhoramento das características de deformabilidade e da resistência ao corte do maciço rochoso subjacente à estrutura da barragem, através da injeção de calda de cimento nas descontinuidades.

Na fase de projeto do tratamento de consolidação, considera-se que este deverá ser limitado às zonas do maciço rochoso onde se registam os maiores incrementos do estado de tensão, gerados pela construção e funcionamento das estruturas. Essas zonas correspondem, normalmente, às áreas de escavação para a implantação da barragem e locais no interior do maciço que são consideradas de menor resistência. É evidente que, ao proceder-se ao preenchimento das descontinuidades com calda de cimento, conseguir-se-á um maciço com comportamento estrutural menos heterogéneo, menos deformável e menos permeável.

Na Figura 11 é possível observar a secção tipo de uma barragem abóbada e a execução do tratamento de consolidação na fundação. Este é materializado com a realização de furos que penetram o interior do maciço através da galeria de drenagem e são dispostos em forma de leque com um certo espaçamento na direção do desenvolvimento da barragem, a determinar em projeto.

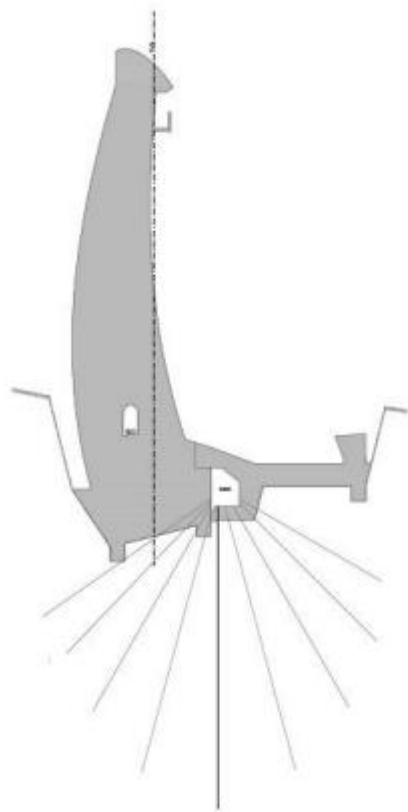


Figura 11 – Direção e localização dos furos para injeção de calda de cimento numa barragem abóbada (Martins de Lima *et al.*, 2009)

3.3. TRATAMENTO DE IMPERMEABILIZAÇÃO

3.3.1. DESCRIÇÃO DO TRATAMENTO

A realização do tratamento de impermeabilização de fundações de barragens tem adquirido bastante importância, principalmente devido ao crescente uso da água para produção de energia e à necessidade de armazenamento de água doce. Esta técnica permite que o rendimento da produção de energia por parte das centrais hidroelétricas sofra um aumento, assim como a capacidade de retenção de água da albufeira para abastecimento da população.

É comum a utilização de injeções com procedimentos específicos que visam a criação de uma barreira à percolação de água através de fundações de barragens. Esta barreira, usualmente designada por cortina de impermeabilização, é materializada através de injeções de calda de cimento em furos dispostos num alinhamento segundo o desenvolvimento da barragem, e tem como objetivo o aumento do caminho de percolação da água pela fundação, diminuindo assim o gradiente hidráulico no interior da mesma. Na Figura 12 é ilustrado o esquema da disposição da cortina de impermeabilização na secção tipo de uma barragem abóbada.

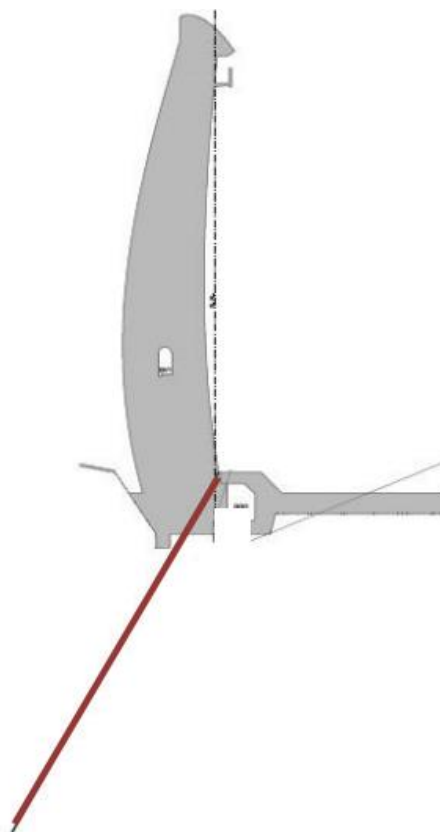


Figura 12 – Esquema representativo da cortina de impermeabilização numa barragem abóbada (Martins de Lima *et al.*, 2009)

A injeção de calda de cimento tem sido utilizada em várias obras de engenharia civil devido à sua fácil aplicação e obtenção de bons resultados, tanto referentes à melhoria da estabilidade e capacidade resistente da fundação, como para a sua impermeabilização.

Como referem Croce *et al.*, (2007), a cortina de impermeabilização representa um prolongamento pela fundação do sistema de impermeabilização da barragem. Esse prolongamento é feito ligando vários elementos gerados pela injeção de calda de cimento, criando assim uma barreira que, usualmente, apresenta um coeficiente de impermeabilização entre 1×10^{-7} e 1×10^{-10} m/s.

3.3.2. EXECUÇÃO DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

A cortina de impermeabilização é, em muitos casos, executada através de furos distribuídos ao longo do desenvolvimento da barragem, como foi referido anteriormente. Estes furos são realizados numa galeria inserida junto à fundação da barragem (local onde também são executados os furos para o tratamento de consolidação). Os primeiros furos realizados são denominados de furos primários. Depois da instalação destes, caso seja necessário, são feitas furações subsequentes, sempre numa posição intermédia dos furos já existentes, sendo as mesmas chamadas de furações secundárias, terciárias, etc. Segundo Houlsby (1990), o espaçamento entre os furos primários deve ser o mais constante possível. Também não deve ser pequeno demais ao ponto de os furos se intersetarem, nem demasiado grande para que não seja necessária a execução de furos de sexta ou de sétima ordem. O autor propõe ainda valores

de espaçamento de furos primários de 12 metros para casos correntes, e de 6 metros para casos mais desfavoráveis.

É comum a realização de ensaios do tipo Lugeon nos furos da cortina de impermeabilização, cujos resultados constituem uma das principais fontes para a tomada de decisão quanto à necessidade de intensificar os trabalhos da cortina de impermeabilização.

3.3.2.1. INCLINAÇÃO DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

A forma mais eficiente de atingir uma maior profundidade de maciço tratado mantendo o comprimento dos furos é com uma orientação perpendicular à superfície do terreno. Por vezes, essa não é a melhor solução a adotar devido às orientações das famílias de descontinuidades ou falhas detetadas no maciço, principalmente aquelas que fornecem maior potencial para a passagem de água. Nestes casos, a solução ideal passa pela minimização do ângulo entre os furos e as normais às atitudes das principais descontinuidades.

3.3.2.2. PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO

Depois de abertos os furos para a injeção de calda, como no caso do tratamento de consolidação do maciço, procede-se à limpeza dos mesmos, realizada antes e depois da realização dos ensaios de Lugeon. O processo é feito com injeção de água e ar intercalada até à eliminação de detritos no furo gerados pela sua execução. De seguida é feita a injeção da calda de cimento, e para tal é necessário determinar em projeto a pressão a que a calda será injetada, bem como prever o volume gasto da mesma.

A pressão de injeção da calda deve ser tal que permita o preenchimento das descontinuidades mais fechadas, mas não ser demasiado elevado, de modo a evitar a ocorrência de problemas de levantamento à superfície ou fragmentação do maciço rochoso, e também para não afetar o tratamento do furo adjacente. Tendo isso em conta, Warner (2004) refere que é usual aumentar a pressão de injeção da calda em profundidade, pois o maciço tende a ter melhores propriedades mecânicas com o afastamento da superfície, resistindo a pressões maiores, e as descontinuidades são mais fechadas exigindo uma pressão de injeção maior.

3.3.3. ENSAIOS DE INJETABILIDADE DA CALDA NA FUNDAÇÃO

Antes da finalização do dimensionamento das injeções da cortina devem ser realizados ensaios de injetabilidade *in situ*, especialmente quando a informação existente sobre a área a tratar é muito reduzida, ou até mesmo inexistente. Estes ensaios, para além de ajudarem a refinar o dimensionamento da cortina e equipamento a utilizar, permitem ainda estimar a quantidade de calda de cimento necessária.

3.4. DRENAGEM DA FUNDAÇÃO

3.4.1. SUBPRESSÃO

A subpressão é o nome dado à pressão hidrostática normal à base da barragem exercida no contacto da estrutura com o maciço de fundação, ou numa qualquer descontinuidade no seio deste, devido a pressões de água geradas pela percolação de água no interior do maciço. No caso em estudo de barragens de gravidade, essa pressão tem um efeito negativo sobre a estabilidade da obra de arte, tornando essencial

o dimensionamento de órgãos que tenham como função a drenagem da água na fundação, diminuindo assim as forças de subpressão.

3.4.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

O fenómeno de subpressões, no início e meados do século XIX, era pouco conhecido e não lhe era dada grande importância, sendo considerado que tanto a barragem como a sua fundação eram impermeáveis, predominando então o empirismo e a experiência do engenheiro projetista da barragem.

Segundo Robertson *et al.* (1983), o problema das subpressões em barragens apenas cativou a atenção dos projetistas após o desastre de Bouzey, em França, em 1885, onde se admitiu que a origem do problema foi a infiltração de água nas fissuras da barragem. A partir daí gerou-se uma discussão em torno do fenómeno de subpressões. Citando o autor: “Infelizmente a história de todas as evoluções está sempre ligada a grandes desastres.”

Maurice Levy recomendou então que se considerasse o valor máximo da subpressão no pé de montante da base da barragem e igual à altura máxima de água na albufeira, reduzindo linearmente ao longo da base da barragem até atingir a carga correspondente à altura de água no pé de jusante. A hipótese de Levy encontra-se representada na Figura 13.

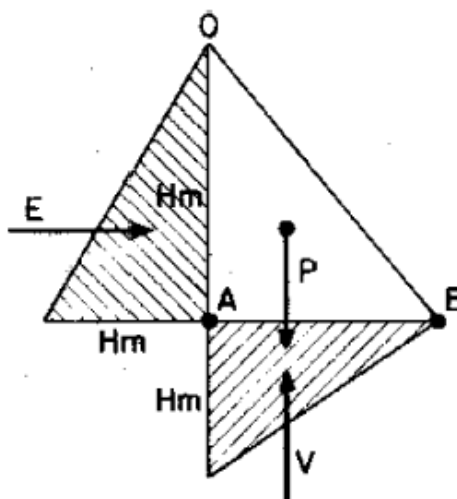


Figura 13 - Representação do diagrama de subpressões proposto por Levy (Andrade, 1982)

Outra hipótese, mais conservadora, foi sugerida por Lieckfeldt, que admitiu que a subpressão se equalizava até um ponto onde fosse impedida de prosseguir, situação que foi representada num diagrama retangular, como é ilustrado na Figura 14.

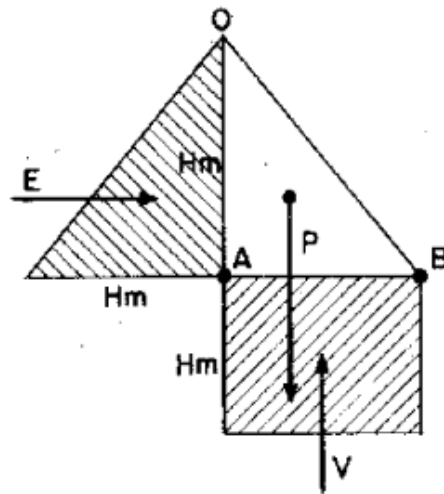


Figura 14 - Representação do diagrama de subpressões proposto por Lieckfeldt (Andrade, 1982)

Com os avanços de monitorização e de análise através de métodos numéricos comprovou-se que a proposta de Lieckfeldt era demasiado conservativa; assim, e até aos dias de hoje, o diagrama de subpressões defendido por Levy tornou-se no mais utilizado em projeto. Foi então aceite que o diagrama de forças na base devido à subpressão tinha efeitos importantes na análise de estabilidade da barragem em relação ao deslizamento, levantamento e derrubamento. Compreendeu-se por fim que era essencial controlar a percolação de água na fundação com a utilização de uma barreira que impedisse a passagem de água.

Quando o problema de subpressões começou a ser analisado, considerava-se que este era específico do contacto entre a barragem e a fundação, pois era nesse plano de contacto que não se poderia garantir a impermeabilização e o estabelecimento de subpressão. Quando foi compreendido que as descontinuidades eram afetadas pelo mesmo fenómeno, concluiu-se que a cortina de impermeabilização conseguia mitigar o efeito da percolação no interior do maciço. Percebeu-se, por fim, que mesmo criando um obstáculo à passagem de água era impossível impedir a existência de alguma percolação pela fundação, sendo necessário a inclusão de órgãos de drenagem ao longo da barragem, possibilitando a drenagem da água e assim reduzindo a pressão exercida por esta na base da estrutura e nas descontinuidades.

3.5. EFEITO DA SUBPRESSÃO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

3.5.1. AÇÕES SOBRE A BARRAGEM

Na figura 15 está representado um esquema de uma barragem de gravidade típica e as forças envolvidas no sistema.

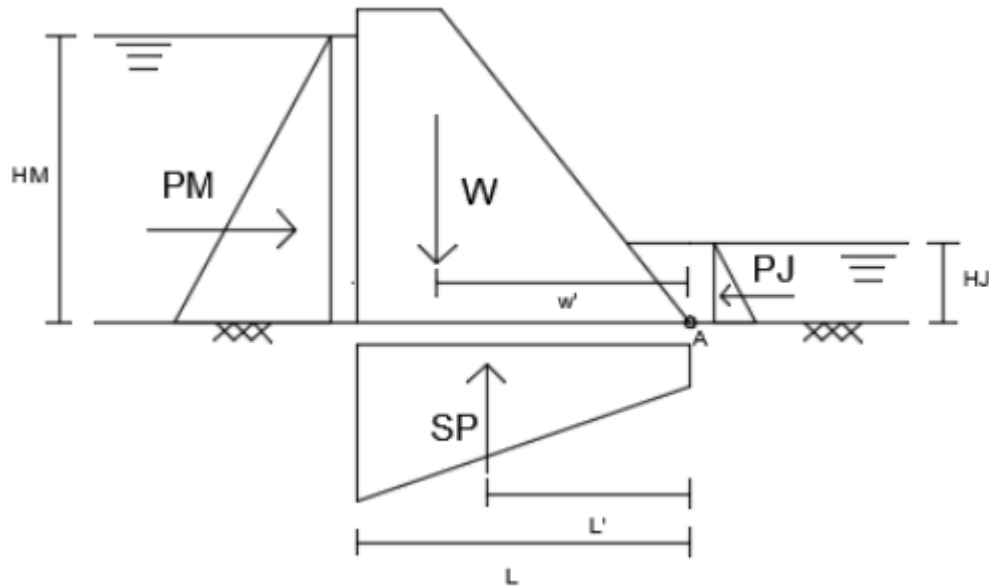


Figura 15 - Sistema de forças atuantes em barragens de gravidade

No esquema representado na figura 15, PM é a resultante do diagrama de pressões exercido pela água no paramento de montante e é definido por:

$$PM = 0.5 * \gamma_w * HM^2 \quad (5)$$

Onde γ_w representa o peso volúmico da água e HM a altura de água a montante.

PJ é a resultante do diagrama de pressões exercido pela água no paramento de jusante e é definido por:

$$PJ = 0.5 * \gamma_w * HJ^2 \quad (6)$$

onde HJ é a altura de água no paramento de jusante.

SP é a componente horizontal resultante do diagrama de pressões gerado pela subpressão na base da barragem e é definido por:

$$SP = \frac{\gamma_w * HM + \gamma_w * HJ}{2} * L \quad (7)$$

onde L representa o comprimento da base da barragem.

W é a força gerada pelo peso próprio da barragem e é definido por:

$$W = \gamma_{betão} * A_s \quad (8)$$

onde $\gamma_{betão}$ representa o peso volúmico do betão e A_s a área da secção transversal da barragem.

A componente vertical da pressão da água sobre o paramento de jusante é, normalmente, desprezada, tendo em conta que esta tem uma influência reduzida no conjunto global de forças aplicadas sobre a barragem; ao negligenciar essa força, a análise da estabilidade da estrutura é feita do lado da segurança, pois a força é estabilizadora.

3.5.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM BARRAGENS DE GRAVIDADE

Como foi visto anteriormente, o efeito da subpressão, quando negligenciado na análise de estabilidade de uma barragem, pode ter efeitos desastrosos. Exemplos disso são o desastre de Bouzey em 1885, referido anteriormente, e a rotura da barragem de Malpasset no sul de França no ano de 1959.

O livro referente a fundações de barragens da American Society of Civil Engineers (1978), refere que a razão da rotura da barragem de Malpasset se deve diretamente ao efeito da subpressão. Esta barragem foi construída entre 1950 e 1959, com uma altura de aproximadamente 60 metros acima da fundação e com uma descarga de fundo no centro do corpo da obra de arte. A 2 de Dezembro de 1959, durante o primeiro enchimento, a barragem colapsou subitamente, provocando a morte de cerca de 340 pessoas. O problema, apesar de na altura ter criado grande dificuldade de interpretação, é justificado pela destruição da fundação, gerada pela subpressão. A fundação era formada por gnaiss bastante fraturado, especialmente na zona de montante. Perante o alívio das forças de compressão nesta zona, a permeabilidade local aumentou consideravelmente, elevando o caudal percolado, assim como as forças de subpressão. Deste modo, foi provado que a subpressão é bastante influente na estabilidade global. De seguida é apresentada a análise de estabilidade quanto à flutuação, derrubamento e deslizamento, no pressuposto do contacto entre o betão e a rocha ser horizontal.

3.5.2.1. SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO

O fator de segurança referente à flutuação consiste na razão entre o somatório das forças gravitacionais e as forças ascensionais, devidas essencialmente à subpressão,

$$FS = \frac{\sum N}{SP} \quad (9)$$

em que FS representa o fator de segurança à flutuação, $\sum N$ o somatório de forças gravitacionais e SP a resultante das forças de subpressão. O atrito entre as faces laterais do bloco é geralmente desprezado

nesta análise. Visto que a variável SP se encontra em denominador, conclui-se que evolui inversamente ao fator de segurança.

3.5.2.2. SEGURANÇA AO DERRUBAMENTO

O fator de segurança ao derrubamento é definido pela relação entre o momento estabilizante e o momento de derrube, em relação a um ponto de rotação,

$$FS = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (10)$$

Em que FS representa o fator de segurança ao derrubamento, $\sum M_e$ o somatório de momentos gerados por forças gravitacionais e $\sum M_t$ o somatório de momentos gerados pelas forças de subpressão. Deverão ser desprezados os efeitos estabilizadores de coesão e de atrito existentes nas superfícies de betão em contacto com a fundação. Nos tipos de barragem em que a base tem dimensão igual ou superior à sua altura, a análise ao derrube é desnecessária. Os momentos gerados pelas forças de subpressão são representados em denominador, logo o fator de segurança diminui com o aumento da subpressão.

3.5.2.3. SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

O fator de segurança ao deslizamento em planos de contacto na base entre a fundação e a barragem é dado pela expressão:

$$FS = \frac{\frac{c' * A}{F_{c'}} + \frac{\sum(N - SP) * \tan(\phi)}{F_{\tan(\phi)}}}{\sum Fh} \quad (11)$$

Na expressão 11, Fh representa o somatório de forças horizontais atuantes, $\sum N$ o somatório das forças gravitacionais, $\sum SP$ o somatório das forças de subpressão, ϕ o ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento, A a área da superfície de escorregamento, c' a coesão ao longo da superfície de escorregamento, e F_c e $F_{\tan(\phi)}$ respetivamente, coeficiente de segurança parcial relativo à coesão e ao ângulo de atrito. Neste caso a resultante da subpressão é representada no numerador da fração, mas provoca a diminuição das forças gravitacionais, N . Logo, também neste caso, a força de subpressão diminui o fator de segurança ao deslizamento pela base.

3.5.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO SAZONAL NO VALOR DA SUBPRESSÃO

Segundo referem Guidicini e De Andrade (1988), o comportamento de barragens de betão observado através da piezometria implementada em fundações e medição no sistema de drenagem mostrou que os valores da subpressão podem não ser constantes ao longo do ano e que o equilíbrio estrutural pode ser fortemente afetado por variações térmicas sazonais. As variações dos valores da subpressão foram observadas pela primeira vez em ambientes sujeitos a condições climáticas severas. O fenómeno foi observado em primeira instância ao analisar o comportamento de barragens de gravidade aligeiradas de contrafortes, devido ao facto de o efeito ser mais significativo neste tipo de obras de arte. Com os avanços na qualidade e pormenor das medições, verificou-se que estas variações podem também surgir

no caso de barragens de gravidade convencionais para variações térmicas mais reduzidas. Este efeito verifica-se sobretudo devido ao facto de as tensões internas no betão se alterarem em função da temperatura a que a barragem está sujeita. Em temperaturas baixas, o betão tende a retrair, provocando abertura de descontinuidades na base da fundação e o levantamento da barragem a montante, resultando num considerável aumento da permeabilidade nessa zona e, consequentemente, num aumento das subpressões. Por outro lado, com a subida da temperatura o betão tem tendência a dilatar, criando forças em direção à fundação e diminuindo as aberturas das descontinuidades, o que reduz assim a permeabilidade da fundação e as forças de subpressão.

Na Figura 16 é possível observar esses ciclos de dilatação e retração do betão com a temperatura ambiente e o efeito que estes podem ter no caudal percolado pela fundação.

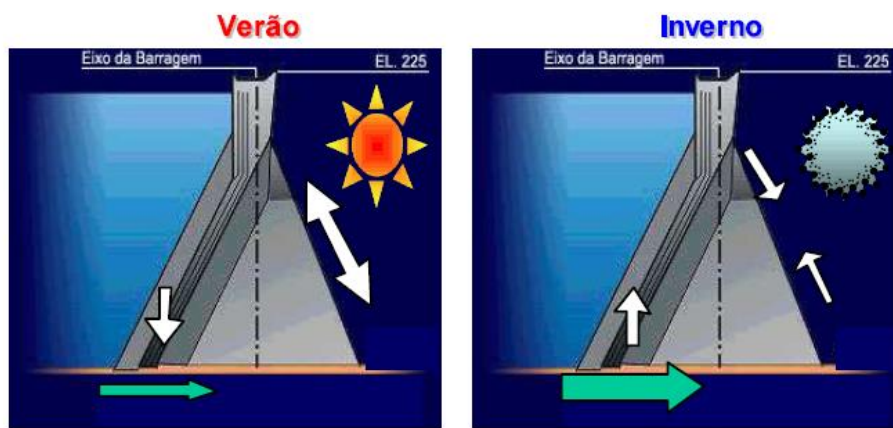


Figura 16 - Esquema da Influência da variação sazonal no valor da força de subpressão (Guidicini e De Andrade, 1988)

3.6. MONITORIZAÇÃO

Segundo Ruggeri (2004), as forças de subpressão são um dos fatores que condicionam mais a estabilidade de uma barragem ao deslizamento, sendo extremamente importante que estas sejam monitorizadas, tendo em conta que as forças de subpressão consideradas em projeto podem variar substancialmente em relação ao que é verificado durante a vida útil da barragem. Uma constante monitorização permite fazer intervenções necessárias no decorrer da obra, caso se entenda que a estimativa das pressões estudadas em projeto foi conservativa ou insegura, podendo então o sistema ser otimizado ou alterado de modo a serem cumpridas as normas de segurança.

3.6.1. DRENOS

Para utilizar eficazmente as leituras retiradas da monitorização dos drenos é necessário conceber modelos analíticos e numéricos para ter uma noção dos valores que devem ser registados por esses aparelhos de modo a conseguir detetar anomalias. É expectável que o nível de água previsto num determinado dreno seja constante, o que significa que este exerce a sua função; porém, se o nível de água for inferior ao previsto, isso pode indicar que o dreno colmatou ou não está a drenar como foi projetado, ou ainda que a percolação é extremamente baixa, e por isso não existe água para retirar, daí que Ruggeri (2004) refira que é essencial dominar o fenómeno em cada caso.

3.6.2. PIEZOMETRIA

O principal instrumento de monitorização do efeito dos drenos são os piezómetros. A colocação e periodicidade de análise destes aparelhos deve constar no plano de observação. Para obter resultados de qualidade é necessário projetar a colocação destes aparelhos de forma a que a obtenção dos valores fornecidos pela aparelhagem permita esboçar um mapa de linhas equipotenciais. Os piezómetros são bastante vantajosos quando se utilizam em conjunto grandes quantidades pois a leitura de apenas um aparelho pode induzir o observador em erro, devido a valores pontuais da subpressão. Os piezómetros devem ser colocados na interface fundação-betão e em zonas preferenciais de percolação, tanto a montante como a jusante da linha de drenos.

Silveira (2006), refere vários tipos de piezómetros comerciais como o de tubo aberto, o de corda vibrante e o pneumático.

3.6.2.1. PIEZÓMETRO DE TUBO OU STANDPIPE

São instrumentos confiáveis e robustos para a observação das subpressões ou pressões neutras em barragens. Uma das principais desvantagens do piezómetro *standpipe* está associada ao seu tempo de resposta, considerado demasiado demorado em vários casos; apesar deste facto, são os piezómetros mais utilizados em maciços rochosos.

Estes piezómetros são metálicos ou de PVC e são instalados dentro de um tubo de sondagem, envolvidos por material granular e selados com calda de cimento ou bentonite, até que o furo de sondagem seja completamente tapado. Na Figura 17 é representado um esquema de um piezómetro de tubo aberto que fornece o valor da pressão total, que é igual à soma da pressão do nível da água e dos excessos de pressão.

Figura 17 - Piezômetro *standpipe*

Este tipo de piezômetros é de fácil aplicação, económico, não necessita de calibração e apresenta bons resultados a longo prazo. A leitura é feita através do nível de água no piezómetro. Quando a pressão no aparelho excede a cota da boca do furo é necessário aumentar o comprimento do piezómetro. Caso isso não seja exequível, deve ser fechado o tubo e fazer a medição com recurso a um manómetro.

3.6.2.2. PIEZÓMETRO DE CORDA VIBRANTE

Os piezómetros eléctricos de corda vibrante medem a pressão de água através da deformação de um diafragma interno, cujo movimento é medido por um sensor de corda vibrante instalado perpendicularmente ao plano do diafragma.

Atualmente os piezómetros de corda vibrante são bastante utilizados em barragens, por serem precisos, sensíveis, poderem ser lidos à distância e integrados a sistemas automáticos de aquisição de dados. Contudo, têm as desvantagens de uma vida útil limitada e das variações dos parâmetros de calibração que ocorrem ao longo do tempo. Como o instrumento está instalado no maciço, não é possível fazer a sua calibração periodicamente, o que resulta numa perda de precisão nas leituras.

3.6.2.3 PIEZÓMETRO PNEUMÁTICO

Este instrumento é constituído por um sensor pneumático, inserido num furo de sondagem pré-perfurado ou, em alguns casos, cravados em solo mole. O sensor é envolvido por solo granular, por onde ocorre a percolação da água subterrânea que, ao atingir o sensor, lhe transmite uma determinada pressão de água. Tal como acontece com piezómetros de corda vibrante instalados pelo método convencional, um selo de bentonite evita que a leitura seja influenciada pelas condições piezométricas das camadas superiores à célula. Tal como acontece no piezómetro de corda-vibrante, a inexistência do tubo de PVC

ou tubo geomecânico ligados à célula na superfície do terreno permite que este se mantenha confinado, não estando sujeito às condições barométricas.

Estes piezómetros têm a vantagem de serem de simples instalação e baixo custo, mas com os inconvenientes da dificuldade de leitura dos resultados e automação da mesma.

4

APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE
HOFFMAN A UM CASO DE ESTUDO

4.1. CONCEITOS BASE DO DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DE BARRAGENS DE GRAVIDADE

No pré dimensionamento da secção transversal de uma barragem de gravidade a principal condição a satisfazer é impedir a ocorrência de trações no contacto entre o betão e a fundação, que podem ser originadas pela combinação do impulso gerado pela água a montante e as subpressões geradas na base da barragem. A existência de trações na zona de montante pode criar diversos problemas estruturais, redução da eficiência dos órgãos de drenagem, perda de qualidade dos registos nos instrumentos de observação e promover casos de instabilidade global da barragem. Deste modo, a escolha do perfil tipo deve ser feita de maneira a eliminar esforços de tração.

4.1.1. DIMENSIONAMENTO SEM O EFEITO DA SUBPRESSÃO

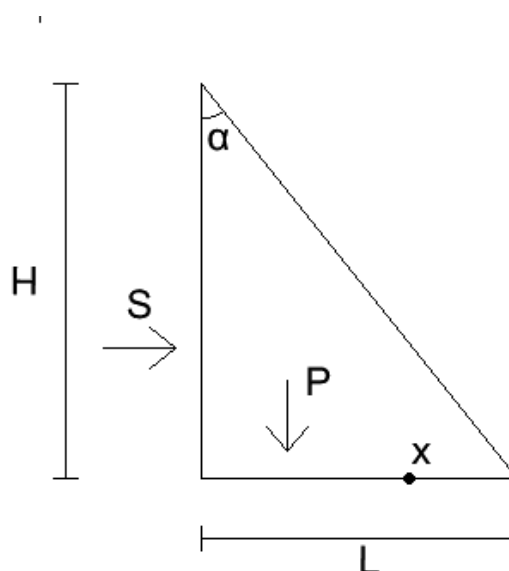


Figura 18 – Determinação da geometria da barragem de gravidade otimizada sem subpressão

Considerando uma secção simplificada triangular, Figura 18, para que não se registem trações na base é necessário que a força resultante da tensão exercida pela água no paramento de montante (S) e do peso

próprio da barragem (P), passe no ponto x , limite do núcleo central da secção da base. Considerando a equação de equilíbrio de momentos em relação a esse ponto obtêm-se as seguintes condições para a secção transversal da barragem:

$$S * \frac{H}{3} \leq P * \frac{L}{3} \quad (12)$$

$$\frac{L}{H} \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b}} \quad (13)$$

Também para que não ocorra escorregamento pela base, as formas que podem condicionar a geometria da barragem são:

$$\frac{S}{P} < \tan(\phi) \quad (14)$$

$$\frac{L}{H} < \tan(\phi) \quad (15)$$

Na Figura 19 é possível verificar que para uma razão de $\frac{\gamma_w}{\gamma_b} = 2.25$, a forma da secção transversal tipo que impede a ocorrência de trações com menor volume de betão é a triangular com declive a jusante que, como se sabe, é aproximadamente a geometria utilizada em todas as barragens de gravidade. Em que γ_b representa o peso volúmico do betão e γ_w o peso volúmico da água.

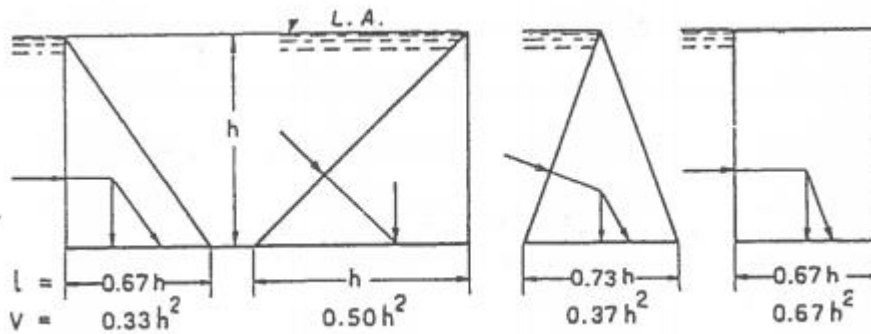


Figura 19 – Otimização da geometria de barragens de gravidade

4.1.2. DIMENSIONAMENTO CONTABILIZANDO O EFEITO DA SUBPRESSÃO

Na figura seguinte é possível verificar o conjunto de ações envolvidas neste sistema, sendo θ a pendente do paramento de jusante, que é a incógnita a determinar, e m que é um valor que varia entre 0 e 1 e que, multiplicado pelo valor da altura de água a montante, representa o valor máximo da subpressão na da base da barragem. Caso m seja nulo não existe subpressão. Caso seja igual um, significa que o valor da

subpressão no pé de montante da barragem corresponde ao nível de água a montante sem qualquer redução. O esquema de forças e variáveis é representado na figura 20.

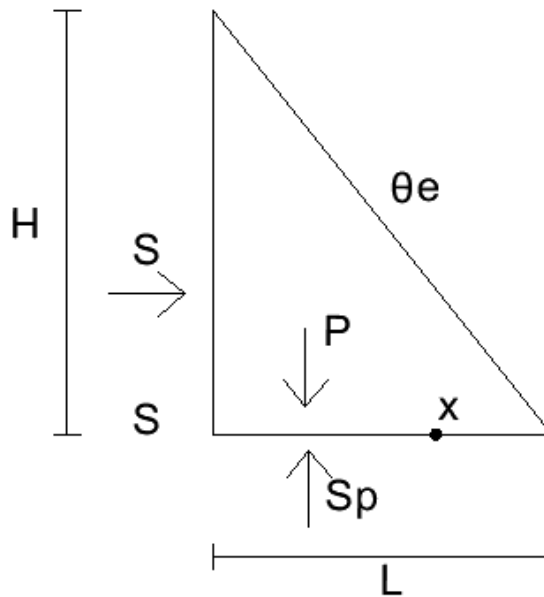


Figura 20 – Determinação da geometria da barragem de gravidade otimizada com subpressão

Neste caso a geometria da secção tipo é definida por:

$$\frac{L}{H} = \theta e \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - m * \gamma_w}} \quad (16)$$

4.2 ESCOLHA DE SECÇÃO PARA O CASO DE ESTUDO

A escolha da secção da barragem de gravidade a ser utilizada, no caso de estudo para esta dissertação, foi feita após consulta do livro de Grandes Barragens em Portugal da autoria do Comité Nacional de Grandes Barragens Portuguesas (1992). Neste, for seleccionada uma barragem de gravidade com um perfil corrente.

A secção escolhida para fazer futuros dimensionamentos é similar à barragem de Ranhados. Esta é uma barragem de gravidade implantada no rio Torto em 1986, com 41 metros de altura total e um desenvolvimento de 7,2 quilómetros.

De referir que apenas serão utilizadas as dimensões desta barragem para o estudo, não sendo pormenorizados aspetos como o tipo de fundação e o tipo de tratamento desta.

Na Figura 21 encontra-se uma imagem da fotografia da barragem de Ranhados em pleno funcionamento.

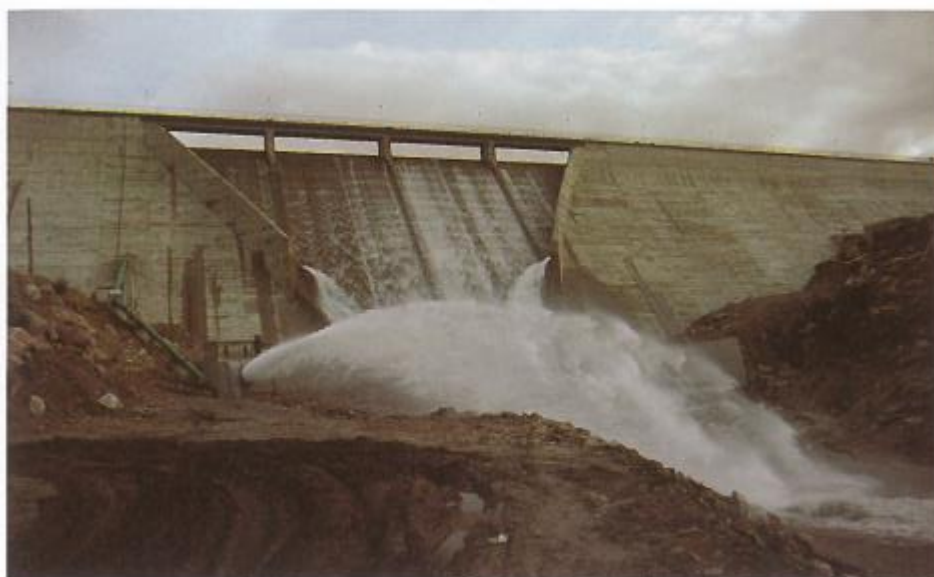


Figura 21 - Barragem de Ranhados (Comité Nacional de Grandes Barragens, 1992)

Na Figura 22 é possível verificar o perfil tipo da obra de arte em questão. Será esta a geometria utilizada nas análises futuras.

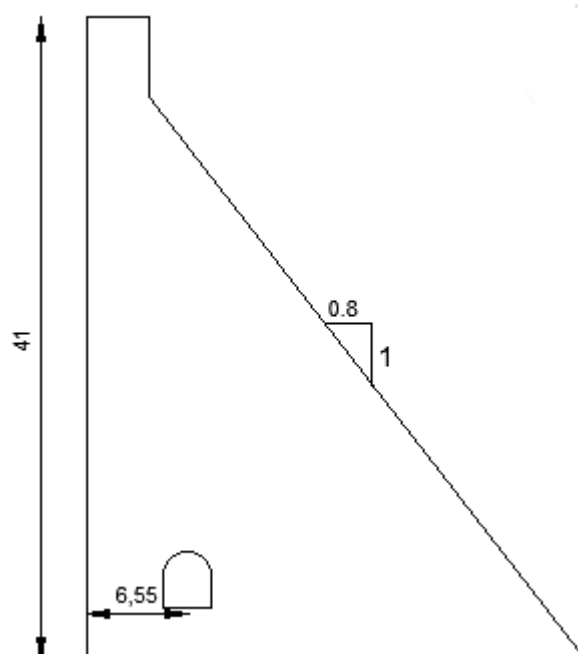


Figura 22 - Perfil tipo de uma barragem de gravidade

4.3. CRITÉRIO DE HOFFMAN

4.3.1. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

Hoffman (1928) estabeleceu um critério empírico para o pré-dimensionamento dos órgãos de drenagem da fundação de uma barragem, o critério de Hoffman. Este é utilizado por vários projetistas, sendo sempre necessário acompanhar o projeto com um plano de observação de qualidade. O autor refere que esta abordagem apenas tem validade para meios isotrópicos, planos horizontais e drenos com pressão nula. Trata-se, portanto, de uma análise aproximada e particular.

O critério em questão avalia a influência do espaçamento e diâmetros dos drenos no valor da carga hidráulica média no alinhamento da linha de drenagem.

Na Figura 23 é possível observar todas as variáveis envolvidas neste critério.

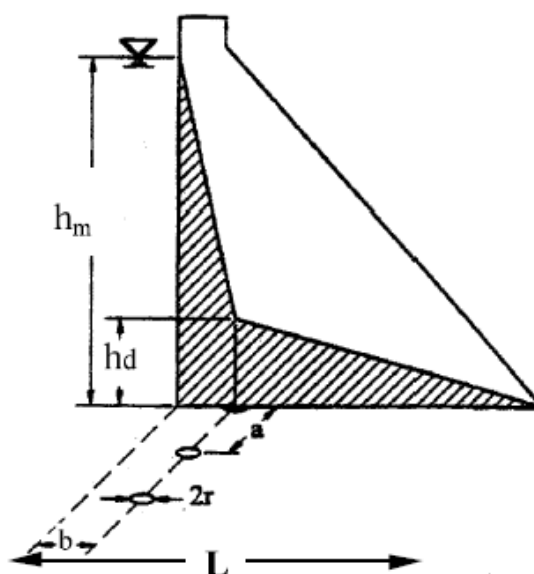


Figura 23 - Esquema representativo das variáveis envolvidas no método de Hoffman (Adaptado de Hoffman, 1928)

A fórmula de Hoffman é dada pela seguinte equação:

$$h_d = h_m * m \quad (17)$$

em que h_m é a altura de água a montante da barragem, h_d o valor da pressão neutra em metros de coluna de água na zona da linha dos drenos e m a parcela do valor da altura de água a montante nessa linha dos drenos. Cumprindo com os Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (APA, 2018), o valor de m deve ser inferior a um terço, sendo dado pela seguinte expressão

$$m = \frac{\frac{L-b}{L}}{\frac{L-b}{L} * \frac{2*b}{\alpha} + 1} \quad (18)$$

em que L representa o comprimento da base, b a distância dos drenos ao paramento de montante e α uma variável definida por:

$$\alpha = \frac{a}{\pi} * \ln\left(\frac{a}{2 * \pi * r}\right) \quad (19)$$

onde a define a distância entre drenos e r o raio destes.

Considerando que o perfil tipo em estudo tem uma altura de 41 metros, foi arbitrada uma altura máxima para o nível de água na albufeira de 38 metros, valor que permite uma segurança de 3 metros para que não ocorra galgamento da barragem. A jusante, o valor da altura de água foi admitido de 0 metros.

Foi arbitrada uma distância da galeria de drenagem em relação ao paramento de montante de 0.2 vezes o comprimento da base da barragem de forma a assegurar que ainda existe uma boa quantidade de betão entre a albufeira e a galeria para não ocorrerem problemas de fissuração nessa zona.

A escolha do diâmetro dos drenos é muito dependente do tipo de amostradores e dos furos que são exequíveis pelas máquinas de furação; no Quadro 2 encontram-se os valores dos diâmetros mais comuns da série europeia.

Série Europeia		
Referência	Diâmetros	
Diâmetro nominal	Furo	Amostra
(mm)	(mm)	(mm)
45	46	24
55	56	34
65	66	38
75	76	48
85	86	58
100	101	72
115	116	86
130	131	101
145	146	116

Quadro 2 - Série europeia de diâmetros de amostradores para furação

Para iniciar o pré-dimensionamento foi utilizado o furo de 66 milímetros que é uma dimensão de amostradores bastante usual.

No Quadro 3 são representados todos os valores enunciados anteriormente, que não se alteram ao longo da fase de dimensionamento da rede de drenagem.

Quadro 3 - Valores constantes a utilizar no critério de Hoffman

L (m)	b (m)	hm (m.c.a)	hj (m.c.a)	hdmáx (m.c.a)
32.8	6.56	38	0	12.667

4.3.2. DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após estabelecidos valores invariáveis na aplicação do método de Hoffman, inicia-se a iteração do diâmetro dos drenos e espaçamento dos mesmos. Essa iteração é representada no Quadro 4.

Quadro 4 - Iteração da rede de drenagem segundo o critério de Hoffman

ϕ dreno (mm)	a(m)	m	hd (m.c.a)	Verificação
66	10	0.43	16.43	KO
	8	0.38	14.28	KO
	7	0.34	13	KO
	6	0.30	11.54	OK
76	10	0.42	16.15	KO
	8	0.37	13.99	KO
	7	0.33	12.7	KO
	6	0.29	11.24	OK
86	10	0.42	15.89	KO
	8	0.36	13.72	KO
	7	0.32	12.42	OK

A primeira conclusão passível de retirar dos resultados obtidos pela aplicação do critério empírico de Hoffman é que o diâmetro dos drenos tem pouca influência no fator redutor da carga a montante da barragem, m , e consequentemente, no valor da subpressão média na linha dos drenos, hd . No Quadro 5 é possível analisar a variação em percentagem dos valores de hd com a variação dos diâmetros dos drenos, para diferentes espaçamentos entre estes.

Quadro 5 - Variação da subpressão média, com a variação dos diâmetros

a (m)	ϕ dreno (mm)	hd(m.c.a)	Variação (%)
10	66	16.43	
			1.70
	76	16.15	
			1.61
	86	15.89	
8	66	14.28	
			2.03
	76	13.99	
			1.93
	86	13.72	
7	66	13.00	
			2.31
	76	12.70	
			2.20
	86	12.42	

Após analisar o quadro 5, mantendo todas as características e parâmetros inalterados, em função do diâmetro dos drenos, conclui-se que as variações são sempre perto dos 2%, independentemente do espaçamento de cada dreno. A influência desse diâmetro terá mais que ver com a capacidade dos órgãos de drenagem de levar todo o caudal necessário até à galeria de drenagem para garantir a redução das forças de subpressão na base da barragem.

Segundo este método é possível concluir que, para o caso da barragem em estudo, fazendo uma análise em meio isotrópico e com pressão nula no desenvolvimento dos drenos, o espaçamento destes deve ser igual a 6 metros, sendo o diâmetro pouco relevante para esse espaçamento.

5

MODELAÇÃO BIDIMENSIONAL

5.1. INTRODUÇÃO

O método dos elementos finitos (MEF) constitui uma ferramenta bastante útil e potente que permite efetuar diferentes modelações com as características mecânicas e hidráulicas dos terrenos. Assim sendo, é possível interpretar e prever resultados próximos dos reais. Os programas disponíveis no mercado são plataformas de relativamente fácil interação, tornando problemas geotécnicos complexos em problemas de simples modelação e interpretação.

Como é referido no manual da GeoStudio (2007), a modelação numérica baseia-se no princípio da discretização, em que o domínio é representado por uma série de "elementos finitos". As funções de forma especificam a distribuição da variável dependente em cada um desses elementos. Consequentemente, o valor da variável dependente em qualquer parte do elemento é uma função da variável dependente nos nós do mesmo. Esta discretização permite a representação das equações diferenciais parciais de forma semi-contínua em todo o domínio e resulta numa série de equações simultâneas, resolvidas usando álgebra linear.

O programa escolhido foi o SEEP/W da GeoStudio. Este simula o movimento de água através de meios porosos saturados e não saturados. Isso pode incluir simulações de fluxo de água subterrânea estável ou transitória dentro de sistemas de fluxo naturais, sujeitos a diversas condições de fronteira e pressões neutras em torno de vários tipos de estruturas geotécnicas e o próprio meio.

Quando se trata de modelar a influência dos drenos no valor das forças de subpressão, o estudo bidimensional não é válido, isto pelo facto da linha de drenos não ser constante no desenvolvimento da barragem, sendo composta por elementos discretos espaçados entre si. Essa diferença tem implicações no valor das equipotenciais dentro da fundação, tornando este um problema tridimensional, contrariamente ao que acontece para avaliar o efeito da cortina de impermeabilização no interior da fundação. Como a cortina é um elemento contínuo e de geometria constante, é possível fazer a análise em duas dimensões, mais concretamente em estado plano de deformação.

Uma forma de criar um artifício para estudar o dimensionamento da rede de drenagem com a utilização de um programa bidimensional será estudar dois planos ortogonais. O objetivo é fazer uma análise do problema em corte horizontal e de seguida em corte vertical e, recorrendo às recomendações dos Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamentos de Segurança de Barragens (APA, 2018), dimensionar o espaçamento da rede de drenagem de modo que a pressão média nesta não ultrapasse um terço da carga de água a montante da barragem.

5.2. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO NUM CORTE HORIZONTAL

5.2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

Uma forma de modelar os drenos no modelo bidimensional consiste em impor nestes uma condição de fronteira de carga hidráulica que será aproximadamente igual à cota a que este liberta a água da fundação. Contudo, nas zonas situadas entre dois drenos consecutivos a carga hidráulica será necessariamente superior.

Palumbo (1996) realizou um estudo numérico bidimensional sobre a influência dos drenos no diagrama de subpressões a atuar na base da barragem. Na Figura 24 é representado um esquema do resultado obtido pelo autor, onde é visível a variação das equipotenciais ao longo das linhas de implantação dos drenos.

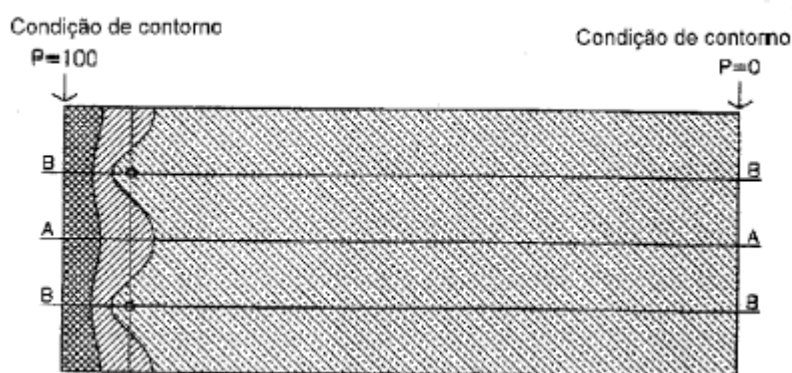


Figura 24 - Equipotenciais obtidas através da computação da secção em planta do contacto barragem-fundação (Palumbo, 1996)

Apensar de, na maioria dos casos as fundações de barragens de gravidade serem constituídas por material rochoso, em que a permeabilidade não é constante ao longo da fundação, na modelação será feita a análise considerando que a fundação é um meio contínuo, adaptando-se esta simplificação para facilitar a análise dos resultados adotando uma permeabilidade global que se assemelhe à registada caso o material de fundação fosse homogéneo.

Foi atribuída a mesma permeabilidade em todas as direções da fundação, sendo o seu valor igual a 1×10^{-6} m/s.

A barragem de betão é admitida como impermeável e a fundação é definida no modelo como sempre saturada.

As variáveis a utilizar quando o material tem um grau de saturação de 1 são: a condutividade hidráulica (K_x); a compressibilidade do solo (β); o teor em água volumétrico saturado (θ); a relação de anisotropia (K_y/K_x) e o ângulo de rotação dessa anisotropia (α).

O Manual da GeoStudio (2007) refere que sob condições saturadas, o teor volumétrico de água é equivalente à porosidade, a condutividade hidráulica saturada é admitida como constante para cada tipo de material definido, o valor inserido da condutividade hidráulica pelo utilizador do programa representa a condutividade ao longo de um dos eixos girado um ângulo (α), no sentido anti-horário a partir do plano horizontal. A condutividade hidráulica no eixo perpendicular ao estabelecido inicialmente é calculada a partir da relação de anisotropia.

As condições de fronteira a serem impostas ao problema são a carga criada pelo nível de água a montante e a jusante e a carga no dreno, que é constante.

As cargas a montante e a jusante da barragem são respetivamente 38 e 0 metros coluna de água, dando o primeiro valor referente ao nível de água máximo na albufeira da barragem.

É comum a cota da boca dos drenos situar-se entre os 3 e os 5 metros acima da cota da base da barragem. No caso presente, foi assumido que essa cota seria de 3 metros.

Para otimizar o processo de cálculo bem como a qualidade do resultado, o modelo foi dividido em duas zonas. Na zona mais a montante, onde se encontram os drenos, optou-se por refinar bastante mais a malha, pois é previsto que seja aí a zona crítica na análise. Na parte mais a jusante foi possível alargar a malha, diminuindo o esforço de cálculo sem que os resultados obtidos sejam afetados.

Foi criada uma malha de elementos finitos constituída por quadrados e triângulos com os vértices afastados de 0.5m na zona mais crítica e o dobro deste espaçamento na área de menor interesse. A criação automática da malha tem a capacidade de se adaptar às condições geométricas do problema, daí que, mesmo dentro da área mais refinada do problema, nas zonas mais afastadas dos drenos o espaçamento seja de 0.5 metros e na periferia destes a malha tenda a aumentar bastante o seu pormenor, como é possível observar na Figura 25.

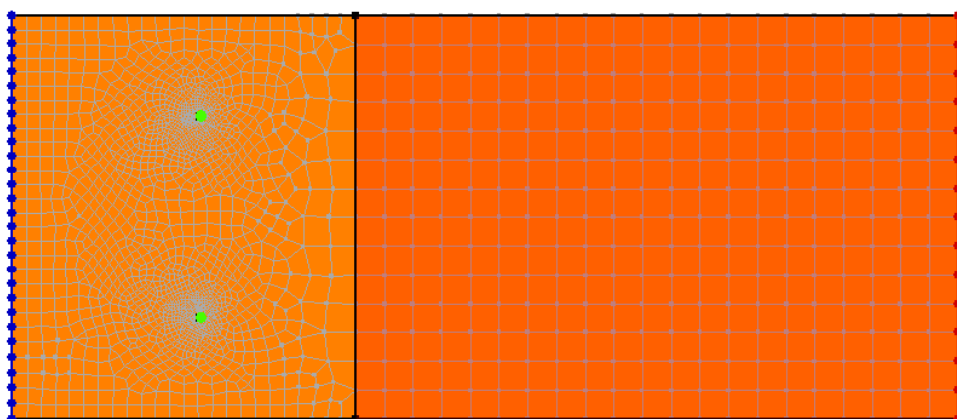


Figura 25 - Esquema do modelo a calcular com a representação da malha de elementos finitos

5.2.2. SITUAÇÃO SEM DRENOS

A água nos solos move-se quando ocorrem diferenças de carga hidráulica entre diferentes zonas, sendo o movimento dirigido para os pontos de menor carga. O caso em estudo descreve-se como sendo um material homogéneo e isotrópico relativamente à permeabilidade, percorrido por um escoamento permanente e constante originado por um desnível ou diferença de cargas hidráulicas existente entre montante e jusante da obra de contenção de água. Assim sendo, pode observar-se de seguida uma rede formada por duas famílias de linhas que são as linhas de corrente, que representam as trajetórias de partículas de água, e as equipotenciais, linhas de igual carga hidráulica, ou seja, em que piezómetros colocados ao longo de uma dada equipotencial acusam níveis de água idênticos. Na Figura 26 é representada a rede de fluxo para o caso sem a influência dos drenos.

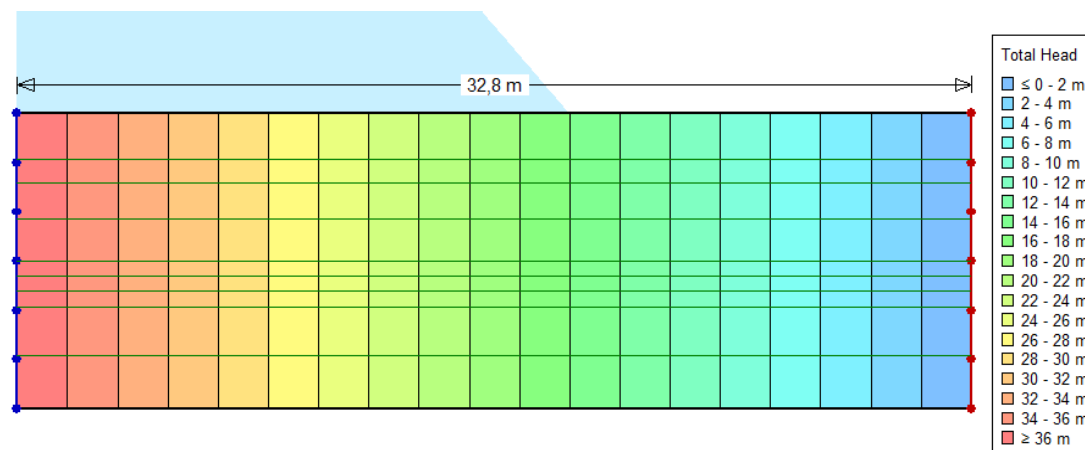


Figura 26 - Rede de fluxo em planta para a situação sem drenos

É então possível observar que neste caso mais simples, onde ainda não foram incluídos os drenos, a perda de carga de montante para jusante se processa de forma constante, sendo as equipotenciais de valor máximo 38 metros a montante diminuindo linearmente com variação de 2 metros até à carga a jusante de 0 metros, sendo essa variação perceptível pela variação das cores no modelo.

Conhecendo a permeabilidade do material e a rede de fluxo, é possível avaliar em cada ponto a velocidade de percolação correspondente.

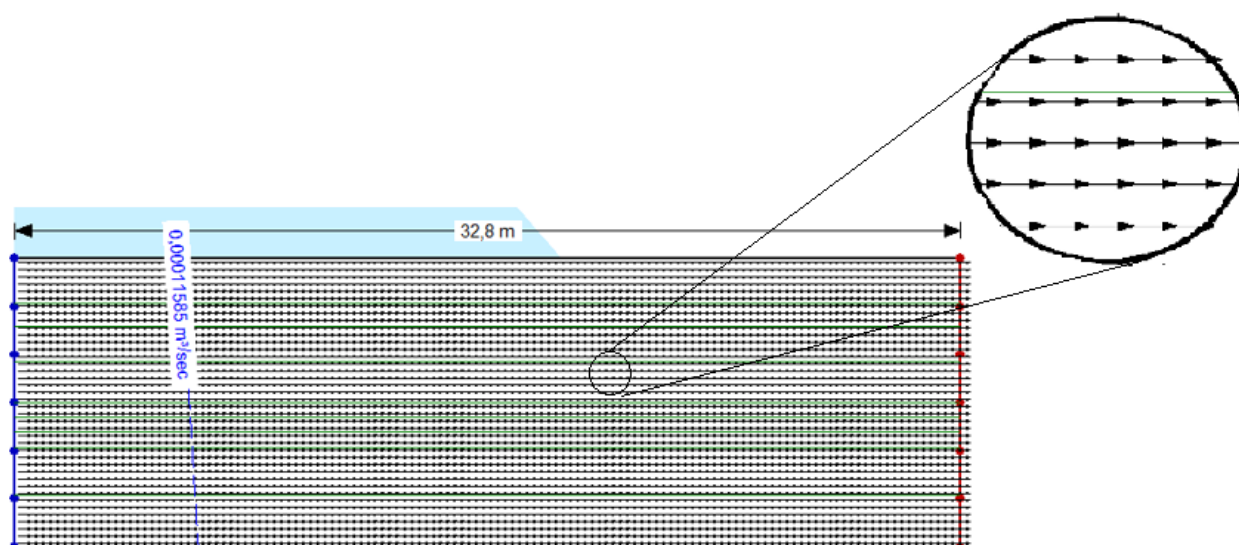


Figura 27 - Esquema representativo dos vetores de velocidade e caudal no modelo (sem drenos)

Na Figura 27 é possível observar a direção, sentido e magnitude dos vetores de velocidade gerados pela percolação, nesta figura é também representado o pormenor nos vetores velocidade demonstrando que estes são constantes ao longo de todo o modelo.

O valor do caudal percolado é facilmente obtido através da criação de uma *flux section* durante a fase de modelação, sendo o seu valor representado na Figura 27. O caudal, neste modelo, não é representativo porque é obtido por metro de profundidade, assumindo por isso que será constante nessa direção, o que

na realidade não se verifica. Para obter um caudal mais realista utilizar-se-á uma análise em corte vertical, que terá em conta essas variações do mesmo em profundidade

No quadro 6 é representado então o caudal obtido e a velocidade máxima hidráulica, constante em todo o modelo.

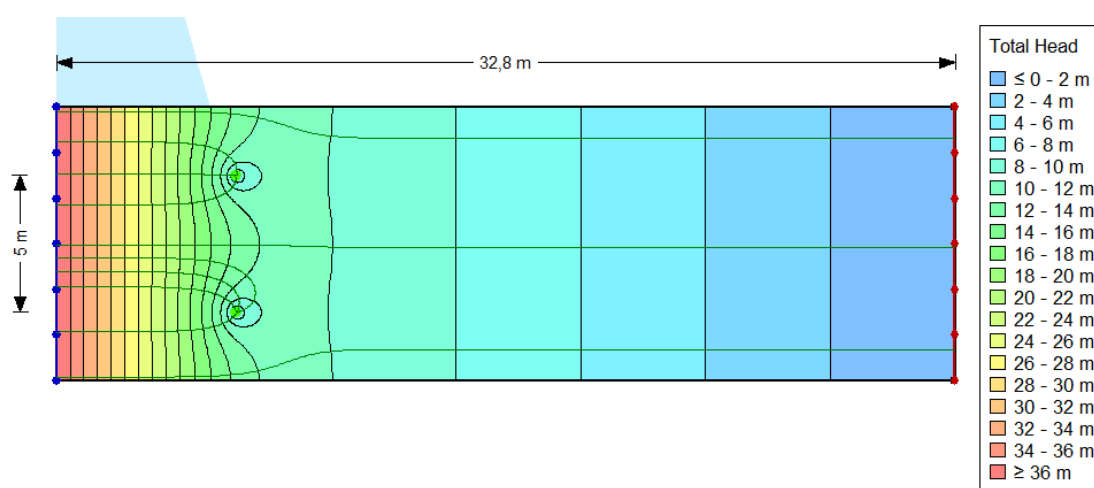
Quadro 6 - Caudal por metro e velocidade máxima no modelo (sem drenos)

Q (m ³ /s)	Veloc. Máx. (m/s)
1.159×10^{-5}	1.159×10^{-5}

5.2.3. SITUAÇÕES COM A INCLUSÃO DE DRENOS

Segundo o exemplo do critério de Hoffman para o dimensionamento dos órgãos de drenagem, o resultado, por exemplo para diâmetro do furo de 76 milímetros, foi de 6 metros de espaçamento entre drenos. Para iniciar a modelação destes, foi usado um espaçamento inicial de 5 metros de forma a iniciar o dimensionamento a partir de um valor que poderá estar perto do final.

Na Figura 28 é então visível a rede de fluxo que a modelação do problema permitiu obter.



A configuração da rede de fluxo é bastante similar à obtida por Palumbo (1996): o valor da carga hidráulica nos drenos é conhecido e igual a 3 metros e nas zonas entre os drenos a carga aumenta.

Com a adição dos órgãos de drenagem na fundação foi criado um alívio de carga na sua zona de implantação, que é possível obter fornecendo à água um caminho que a permita abandonar a fundação. Tendo em conta que a água procura sempre o percurso em que é gasta menos energia, será em grande parte atraída para os órgãos de drenagem; isso será tão mais perceptível quanto maior for a discrepância entre a carga hidráulica do meio e a imposta pelos drenos.

Na Figura 28 é possível observar, através das linhas de fluxo, que grande parte da água é atraída para os drenos, mas existe alguma que passa pela linha de drenagem.

A Figura 29 representa o gráfico obtido pelo programa, que permite seleccionar nós específicos da malha de elementos finitos e fazer um gráfico com as várias variáveis disponíveis, entre os dois drenos. Neste

gráfico é representado no eixo das ordenadas a carga total e no das abcissas a correspondente posição relativa.

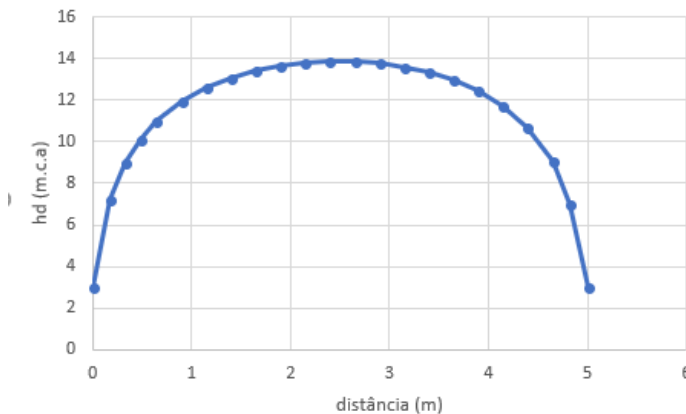


Figura 29 - Gráfico do valor da subpressão entre dois drenos consecutivos (5 metros)

O valor da carga total ao longo da linha dos drenos espaçados de 5 metros, aumenta consideravelmente nas zonas intermédias destes, chegando a atingir o valor de 14 metros de coluna de água o que é quase cinco vezes superior ao existente no ponto de instalação dos órgãos de drenagem.

Os valores pertencentes ao gráfico são obtidos extraindo a informação do programa de modelação numérica para uma folha de Excel e a partir destes é possível fazer uma média ponderada da carga hidráulica na linha de drenos.

O valor da subpressão média, neste caso, é de 11.760 m.c.a. Este valor é menor que o máximo recomendado de 12.667 que é referente a um terço da carga de água a montante da barragem. Logo esta solução satisfaz as recomendações dos Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (APA, 2018).

Na Figura 30 é possível observar os vetores velocidade e a sua magnitude, bem como o caudal percolado na secção anterior à posição dos drenos.

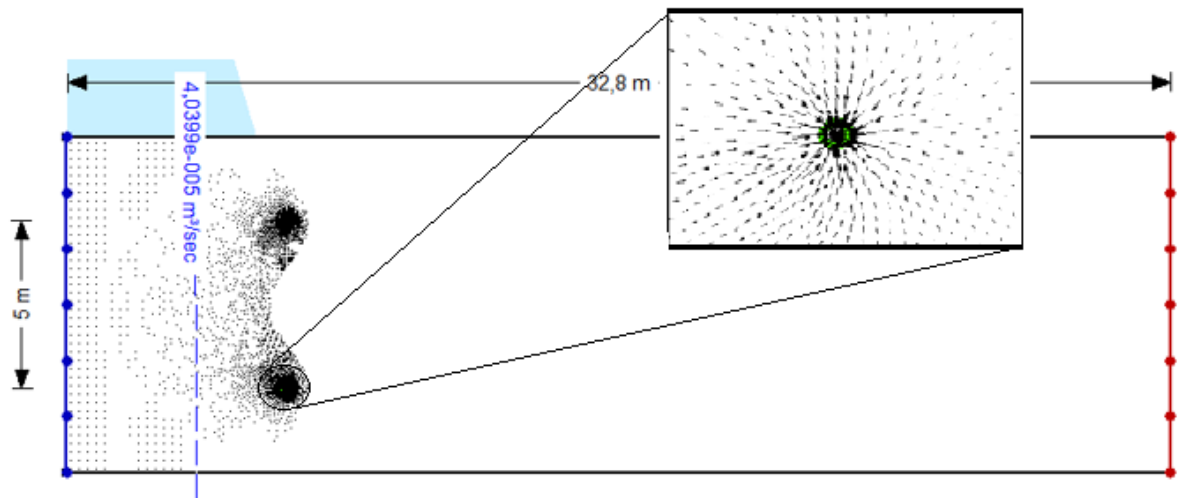


Figura 30 - Esquema representativo dos vetores de velocidade e caudal no modelo (drenos espaçados 5 metros)

Como se observa na figura 30, a inclusão dos drenos provoca uma alteração na configuração dos vetores velocidade do modelo em relação ao modelo sem drenos observando-se que a magnitude destes é superior nas imediações dos órgãos de drenagem e a sua direção e sentido apontam para a entrada destes, dando a entender que grande parte da água é atraída para essa zona.

Para se poder comparar os caudais analisados em cada iteração é necessário definir o caudal por metro de secção em estudo. Com o aumento do espaçamento, também aumenta a secção onde se determina o caudal percolado, sendo necessário comparar esse valor por metro. Este é dado pela expressão:

$$\frac{Q}{m} = Q * a * 2 \quad (20)$$

sendo Q o caudal total na secção, e a o espaçamento entre dois drenos.

No Quadro 7 é apresentado o caudal total e por metro de secção, o comprimento da secção em estudo, L , e a velocidade hidráulica na periferia dos drenos.

Quadro 7 - Valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 5 metros.

Q (m³/s)	L (m)	Q/m (m³/s/m)	Vel. máx (m/s)
4.040×10^{-5}	10	4.040×10^{-6}	6.077×10^{-5}

O passo seguinte consiste em otimizar a configuração, aumentando o espaçamento entre drenos para 6 metros.

Como seria de esperar, a rede de fluxo para o espaçamento de 6 metros é muito semelhante à obtida com o espaçamento de 5 metros, considerando-se irrelevante a exposição desta, bem como do esquema de representação dos vetores velocidade.

Na Figura 31 é apresentado o gráfico que representa a carga de água total existente ao longo da linha de drenagem. Como seria de esperar, apesar do valor nos extremos do gráfico serem iguais ao caso anterior, o seu valor máximo, que é obtido a meia distância de dois drenos, é bastante maior.

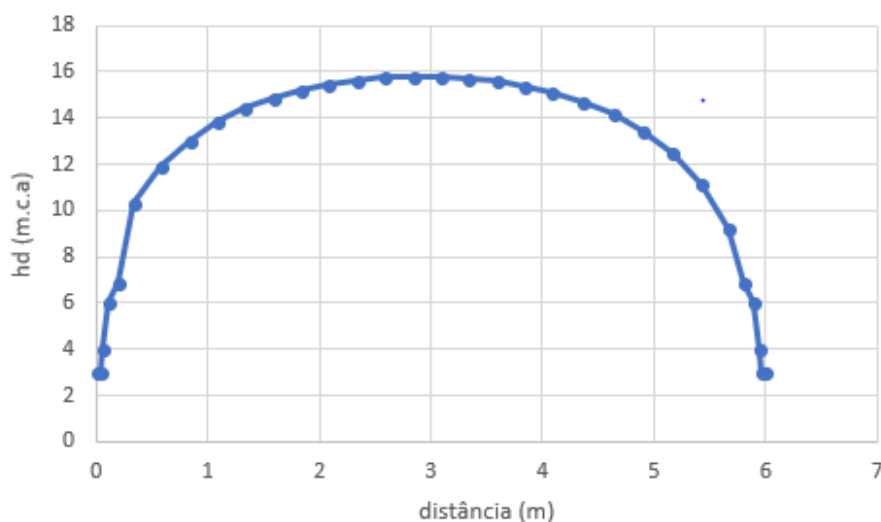


Figura 31 - Gráfico do valor da subpressão entre drenos consecutivos (6 metros)

O valor máximo é de aproximadamente 16 metros de coluna de água; após efetuar a média ponderada dos valores existentes no gráfico foi obtido o valor de 12.597 metros de carga hidráulica média na linha dos drenos. Este é claramente superior ao obtido anteriormente, isso devido ao aumento de espaçamento entre drenos. Contudo, é ainda menor que um terço do nível de água a montante da barragem, logo, foi encontrado um espaçamento otimizado.

No Quadro 8 é apresentado o caudal total e por metro de secção, o comprimento da secção em estudo, L, e a velocidade hidráulica na periferia dos drenos.

Quadro 8 - Valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 6 metros.

Q (m ³ /s)	L (m)	Q/m (m ³ /s/m)	Vel. máx (m/s)
4.5769 x 10 ⁻⁵	12	3.8141 x 10 ⁻⁶	6.7041 x 10 ⁻⁵

Estando o valor o valor da carga hidráulica média ainda baixo do recomendado, procede-se a outra iteração aumentando o espaçamento para 7 metros.

Na Figura 32 está representado o diagrama referente à carga hidráulica existente entre os dois drenos espaçados de 7 metros.

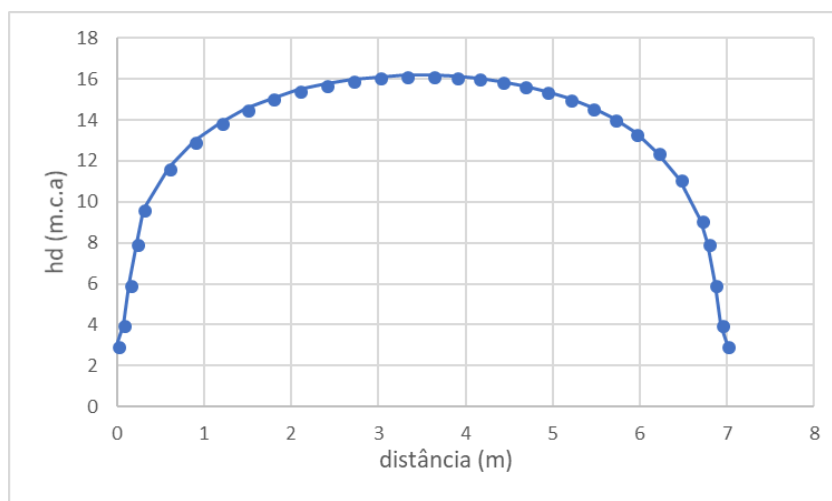


Figura 32 - Gráfico do valor da subpressão entre dois drenos consecutivos (7 metros)

Neste caso, após realizada uma média ponderada dos valores obtidos pelo gráfico, concluiu-se que o valor da pressão média na linha dos drenos é igual a 13.810 metros coluna de água, valor que ultrapassa os 12.667, logo já não é cumprida a recomendação.

No Quadro 9 encontram-se os valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 7 metros.

Quadro 9 -Valores obtidos na modelação com drenos espaçados de 7 metros.

Q (m ³ /s)	L (m)	Q/m (m ³ /s/m)	Vel. máx (m/s)
5.059 x 10 ⁻⁵	14	3.614 x 10 ⁻⁶	7.433 x 10 ⁻⁵

5.3. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO NUM CORTE VERTICAL

5.3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

Após obtido o resultado otimizado referente ao valor da carga hidráulica média no alinhamento da rede de drenagem, será de seguida utilizado esse valor para uma análise em corte vertical.

Neste modelo atribui-se, no comprimento do dreno, a condição de fronteira obtida no subcapítulo anterior, do valor pressão média na linha dos drenos. Torna-se então possível fazer uma análise em corte vertical considerando que a carga hidráulica da linha dos drenos é constante ao longo do desenvolvimento da barragem e igual ao valor médio determinado em corte horizontal.

Neste subcapítulo será modelado o espaçamento otimizado em corte vertical sendo estudadas as variações geradas nas propriedades hidráulicas da fundação em função da profundidade atingida pela rede de drenagem. Por fim será analisado o efeito da cortina de impermeabilização no modelo base sem a inclusão dos drenos.

5.3.2. SITUAÇÃO SEM DRENOS

Tal como na análise em corte horizontal, foi feita a análise da barragem e sua fundação sem se considerar o contributo dos drenos, de forma a comparar os resultados com modelos que já incluam os drenos e a cortina de impermeabilização.

A geometria do perfil tipo é igual à utilizada no capítulo 4 para fazer o pré-dimensionamento da rede de drenagem a partir do critério de Hoffman. A extensão considerada para modelar a fundação foi tal que não condicionasse os resultados; para isso adotou-se um desenvolvimento na direção horizontal, de montante para jusante, de aproximadamente dez vezes o comprimento da base da barragem (320 metros) e na direção vertical de 2 vezes a altura da barragem (80 metros).

A permeabilidade foi admitida isotrópica e com valor igual a 1×10^{-6} m/s, o solo em estado sempre saturado e o nível de água a montante e a jusante de 38 e 0 metros, respetivamente.

Na Figura 33 está representada a configuração do modelo em análise no programa SEEP/W com a representação da malha de elementos finitos.

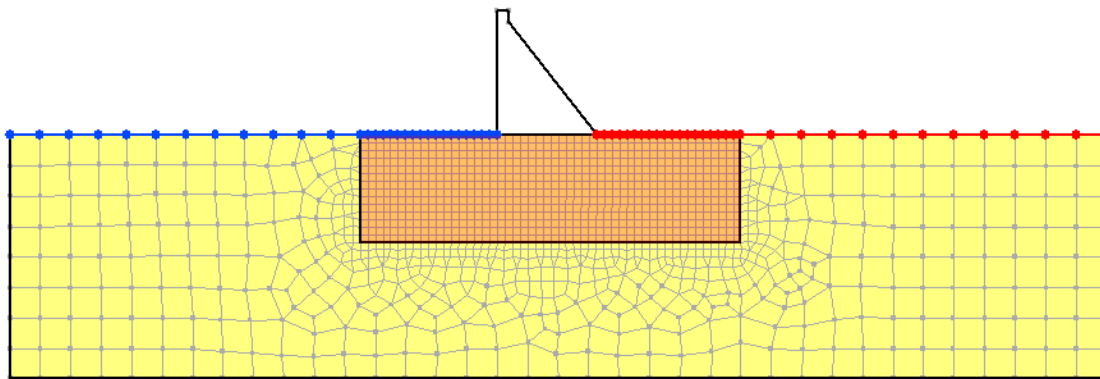


Figura 33 - Esquema com a representação da malha de elementos finitos, situação sem drenos

Observando a Figura 33, é visível que a malha foi dividida em duas zonas sendo que a mais pormenorizada se encontra imediatamente abaixo da barragem pois é nessa região que é necessário estudar os valores obtidos pela análise numérica. A zona da malha que se encontra na base da barragem é composta por elementos quadrangulares e triangulares com um espaçamento entre os seus elementos de 2.5 metros; já na zona da malha menos pormenorizada os elementos têm um espaçamento quatro vezes superior.

A rede de fluxo obtida após o cálculo numérico é representada na Figura 34.

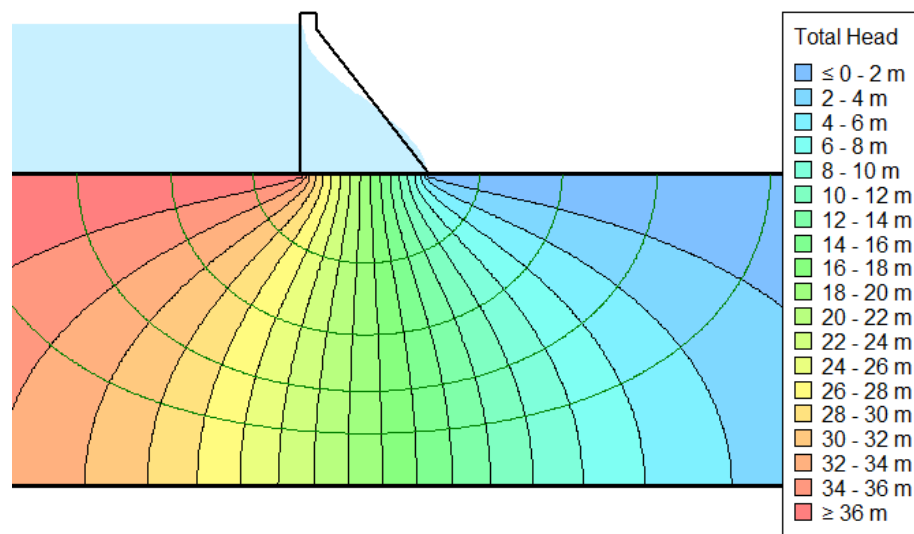


Figura 34 - Rede de fluxo, situação sem drenos

Será interessante verificar se, para o caso base, o diagrama de subpressões obtido será semelhante ao defendido por Levy ou por Lieckfeldt.

Na Figura 35 é mostrado o diagrama de subpressões ao longo da base da barragem

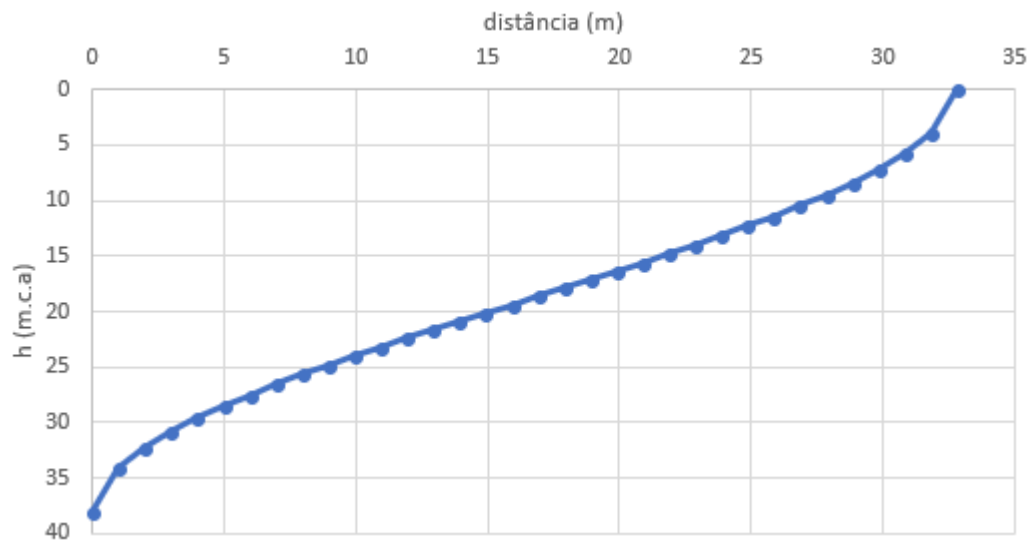


Figura 35 - Gráfico do valor da subpressão na base na situação sem drenos

Como é possível aferir com os resultados obtidos pelo gráfico da Figura 35, o diagrama de subpressões é semelhante ao proposto por Maurice Levy que defendia que se considerasse o valor máximo da subpressão no pé de montante da base da barragem igual à altura máxima de água na albufeira, reduzindo linearmente ao longo da base da barragem até atingir a carga correspondente à altura de água no pé de jusante.

A forma mais simples de obter a força resultante de subpressão gerada na base da fundação, para utilizar esse valor na análise de estabilidade, passa por calcular a área do gráfico da figura 35. Após realizar esse cálculo obteve-se o valor de 6107.36 kN por metro de desenvolvimento da barragem. Este valor servirá também de comparação quantitativa nos diferentes cenários a seguir estudados.

Foi ainda determinado o caudal percolado pela fundação, bem como a direção, sentido e magnitude dos vetores de velocidade hidráulica

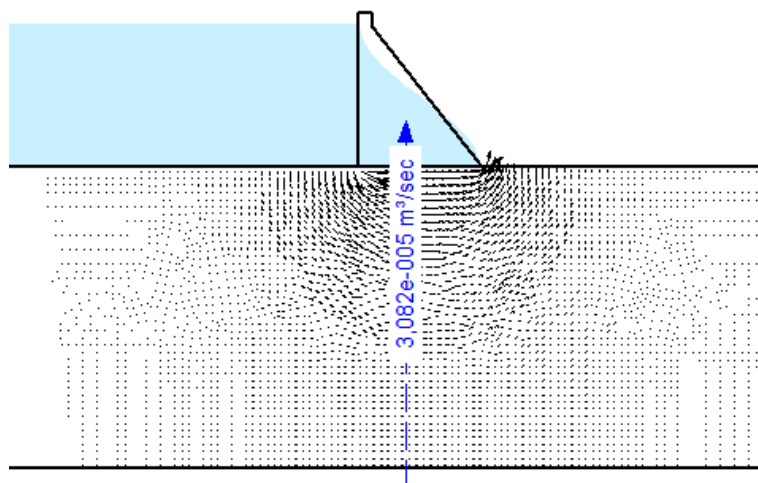


Figura 36 – Vetores velocidade e caudal, caso base

Como é possível reter através da análise da Figura 36, os locais onde são registadas as maiores magnitudes dos vetores velocidade e os maiores gradientes hidráulicos são precisamente nas zonas de pé de montante e jusante da barragem.

No Quadro 10 registaram-se os valores referentes ao caudal por metro de desenvolvimento da barragem, velocidade e gradiente hidráulicos máximos para este cenário.

Quadro 10 - Caudal, gradiente hidráulico e velocidade máxima no modelo (sem drenos)

Q (m ³ /s)	i _{máx}	Vel. máx (m/s)
3.082 x 10 ⁻⁵	2.2559	2.2559 x 10 ⁻⁶

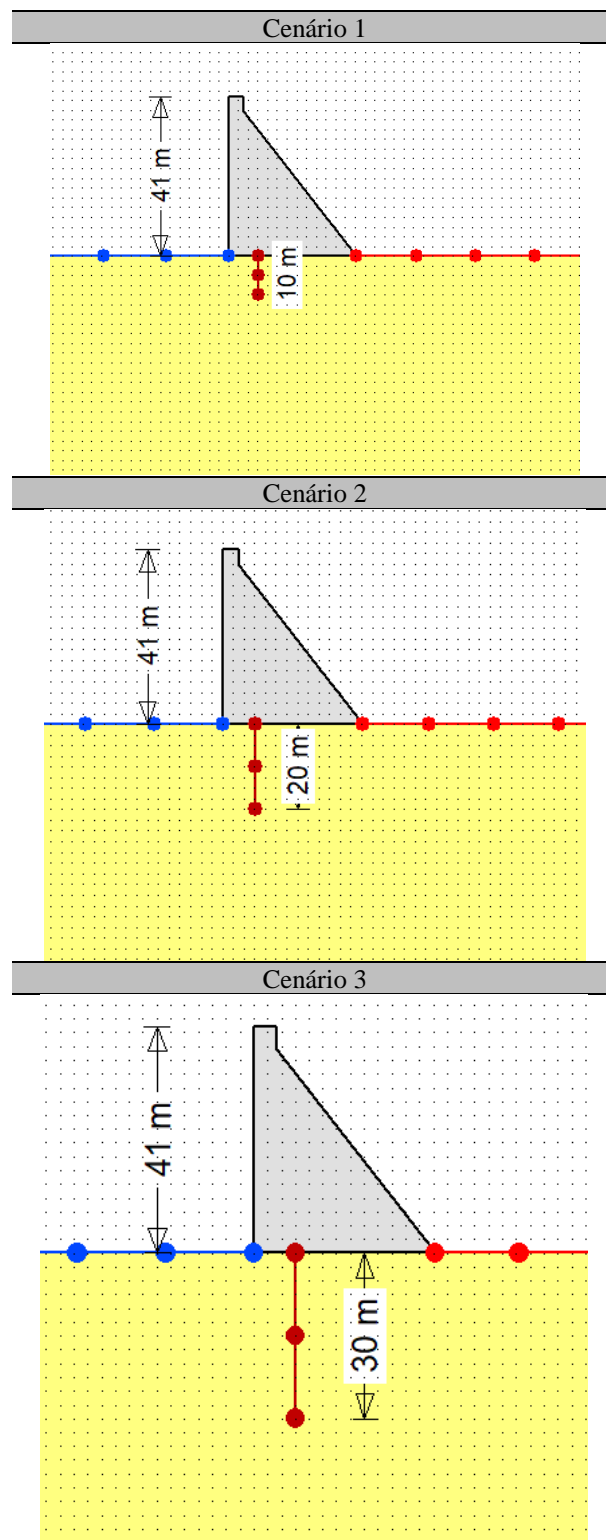
5.3.3. SITUAÇÃO COM A INCLUSÃO DOS DRENOS

No estudo em corte vertical, será interessante analisar a influência da profundidade da rede de drenagem, nas propriedades hidráulicas da fundação.

No quadro 11 representam-se três cenários distintos onde o que difere entre eles é a profundidade dos drenos. A profundidade atingida pelos drenos nos cenários 1, 2 e 3 é respetivamente 0.25, 0.5 e 0.75 vezes a altura do paramento de montante da barragem. Nestes será possível comparar o caudal total que percorre a fundação da barragem, o caudal necessário escoar pelos drenos para que estes diminuam a

força de subpressão para o valor pretendido, bem como o diagrama equivalente de subpressões na base da barragem.

Quadro 11 - Cenários referentes à profundidade da rede de drenagem



Após a análise do diagrama de subpressão verificou-se que, no contacto entre a barragem e a fundação, este é praticamente independente da profundidade atingida pelos drenos no maciço rochoso. O diagrama apenas é alterado em profundidade, no caso de ser necessário estudar os efeitos de subpressão numa possível descontinuidade de cota inferior à base da barragem. Na Figura 37 é possível visualizar esse gráfico.

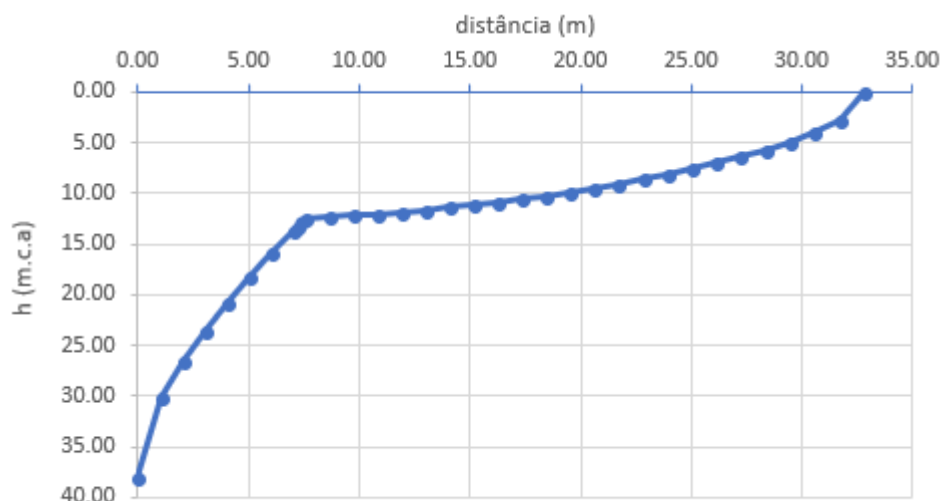


Figura 37 - Subpressão na base da barragem (para os três cenários)

É possível verificar que, tal como previsto, o diagrama de subpressões se inicia no valor 38 metros, reduzindo até ao valor imposto pelo utilizador do programa na posição de implantação dos drenos, 12.597 metros que foi obtido anteriormente, e de seguida este diminui quase linearmente até ao valor da cota de água a jusante, 0 metros.

Tal como no caso sem a contribuição dos drenos, é possível obter o valor da força de subpressão atuante na base da barragem calculando a área do gráfico representado acima, sendo esse valor igual a 3447.93 kN por metro de desenvolvimento da barragem.

No Quadro 12 estão representados, para os três cenários possíveis, o valor do caudal a montante e a jusante da linha de drenos, o caudal afluyente ao dreno por cada metro de desenvolvimento e a velocidade máxima da água na fundação.

Quadro 12 - Valores da variação do caudal na fundação e velocidade hidráulica dos drenos para os 3 cenários

Cenário	Prof. (m)	Qmon. (m ³ /s)	Qjus. (m ³ /s)	Qdreno (m ³ /s)	Vel. Máx (m/s)
1	10	4.609 x 10 ⁻⁵	2.307 x 10 ⁻⁵	2.3021 x 10 ⁻⁵	5.9565 x 10 ⁻⁶
2	20	4.947 x 10 ⁻⁵	2.065 x 10 ⁻⁵	2.8809 x 10 ⁻⁵	6.0736 x 10 ⁻⁶
3	30	5.112 x 10 ⁻⁵	1.925 x 10 ⁻⁵	3.1903 x 10 ⁻⁵	6.1181 x 10 ⁻⁶

Uma boa forma de perceber o efeito da rede de drenagem na percolação da água no maciço de fundação é observar a rede de fluxo deste para os vários cenários e comparar estas. Nas Figuras 38, 39 e 40 está representada a rede de fluxo para os cenários 1, 2 e 3, respetivamente.

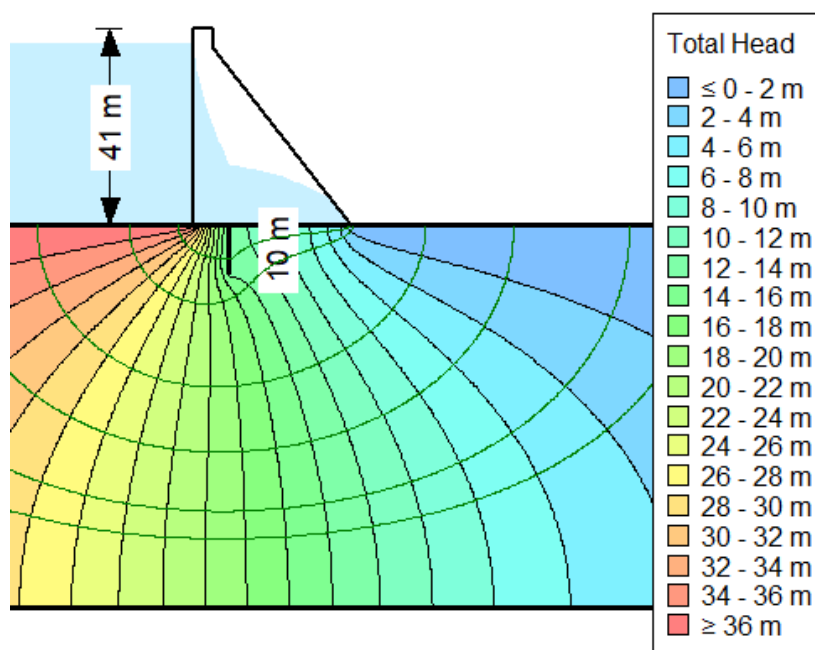


Figura 38 - Rede de fluxo (cenário 1)

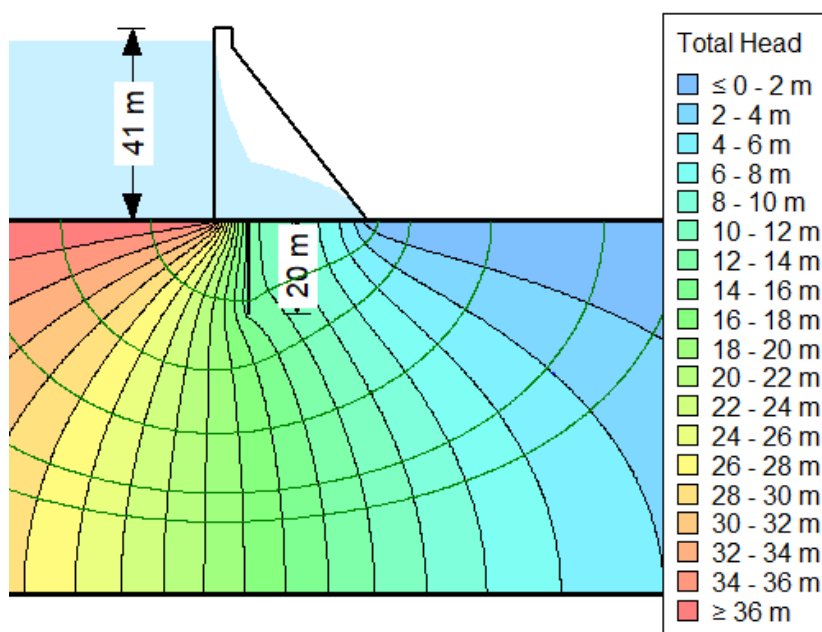


Figura 39 - Rede de fluxo (cenário 2)

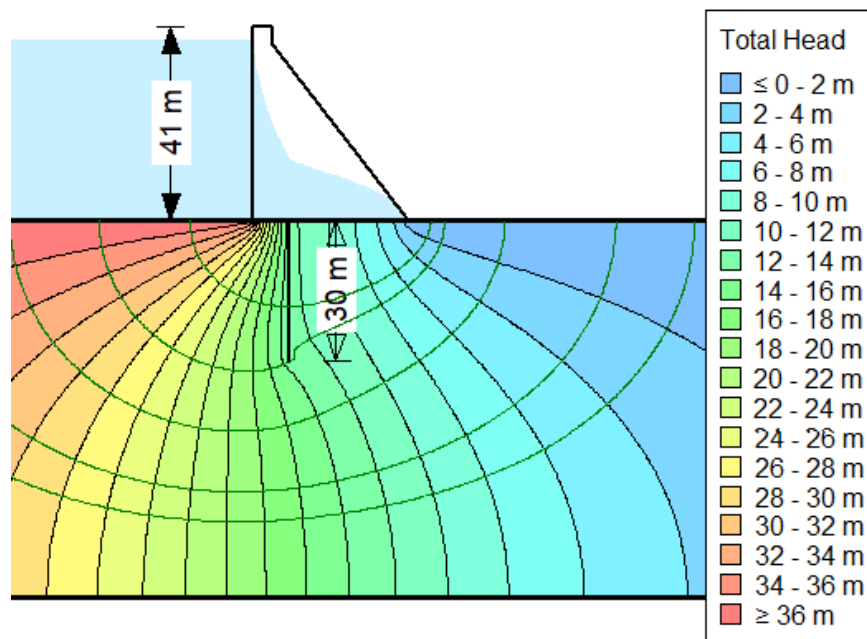


Figura 40 - Rede de fluxo (cenário 3)

Como se pode concluir pela observação das redes de fluxo, os órgãos de drenagem ao serem instalados criam em toda a área da sua implantação uma condição de fronteira, que neste caso é dada pela carga média na linha dos drenos, para o espaçamento de drenos de 6 metros, de 12,587 metros coluna de água.

A Figura 41 ilustra a direção, sentido e magnitude dos vetores velocidade obtidos para o cenário 2. Tendo em conta que as representações relativas aos restantes cenários são similares à figura 41, optou-se pela não apresentação daquelas.

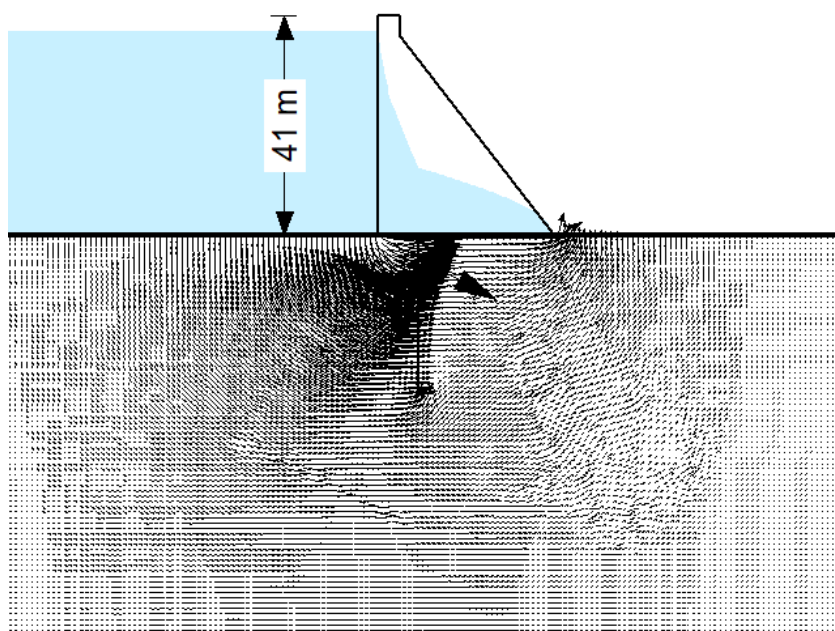


Figura 41 - Esquema representativo dos vetores de velocidade no modelo (cenário 2)

Na figura 41 é perceptível que os vetores de velocidade têm uma magnitude muito superior nas imediações do dreno. Isto porque a água é atraída para as zonas que lhe oferecem menor resistência à percolação, que é neste caso a localização dos drenos.

Recorrendo à lei de Darcy é possível determinar a condutividade hidráulica a impor a cada dreno para que este possa drenar o caudal necessário de forma a poder garantir a carga hidráulica necessária no seu comprimento.

Conhecendo o caudal que é drenado pelo órgão de drenagem, a área de influência, diâmetro e profundidade do dreno é possível determinar a condutividade pela expressão:

$$Q_d = k_d * i * A_d \quad (21)$$

em que Q_d representa o caudal afluyente a cada dreno, k_d a permeabilidade do material do mesmo, i o gradiente hidráulico máximo e A_d a sua superfície equivalente. O gradiente hidráulico é obtido através da lei de Darcy e A_d é obtido pela expressão:

$$A_d = D * H_{dr} \quad (22)$$

em que D define o diâmetro do dreno e H_{dr} a profundidade atingida pelo mesmo. O diâmetro do dreno foi imposto anteriormente e de valor igual a 76 milímetros.

O valor do caudal obtido pelo programa de elementos finitos é referente a 1 metro de desenvolvimento da barragem. Para se determinar o caudal afluyente a cada dreno é necessário multiplicar o valor do caudal por metro afluyente à rede de drenagem pela sua área de influência, sendo esta igual a 6 metros.

Então o caudal afluyente a cada órgão de drenagem é dado pela expressão:

$$Q_d = Q * A_{inf} \quad (23)$$

No Quadro 13 estão representadas todas as variáveis necessárias para calcular a condutividade hidráulica exigida em cada cenário.

Quadro 13 - Variáveis necessárias para a determinação da condutividade hidráulica dos drenos nos 3 cenários

Cenário	A_{inf} (m)	Q (m ³ /s/m)	Q_d (m ³ /s)	D (mm)	H_{dr} (m)	A_d (m ²)	i
1	6	2.3021×10^{-5}	1.3813×10^{-4}	76	10	0.76	5.9565
2	6	2.8809×10^{-5}	1.7285×10^{-4}	76	20	1.52	6.0736
3	6	3.1903×10^{-5}	1.9142×10^{-4}	76	30	2.28	6.1181

É então possível obter o valor de k_d utilizando a equação 23, estando os valores representados no Quadro 14.

Quadro 14 - Valor da condutividade hidráulica mínima dos drenos para cada cenário

Cenário	K_d (m/s)
1	3.1×10^{-5}
2	1.9×10^{-5}
3	1.4×10^{-5}

5.4. INFLUÊNCIA DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

A cortina de impermeabilização, como já foi referido anteriormente, faz parte de um conjunto de tratamentos realizado em fundações de barragens com vista a melhorar as características geomecânicas destas. Como resultado da sua materialização pode-se considerar é criada uma barreira, a montante da rede de drenagem, caracterizada por uma permeabilidade mais baixa que o maciço envolvente permitindo diminuir o caudal e os gradientes hidráulicos na fundação.

Neste subcapítulo analisar-se-á se a presença da cortina contribui de alguma forma para a diminuição das forças de subpressão na base da barragem e avaliar-se-á a variação dos caudais percolados com a inclusão e aumento da profundidade dessa.

Na análise do efeito no caso da cortina de impermeabilização, já não é necessário o cálculo numérico em dois planos ortogonais já que se trata de um problema bidimensional. Para efeitos de modelação numérica, foi considerada a cortina a meio metro a montante da linha de drenagem.

Foi admitida, para a cortina, uma inclinação de 20 graus para montante. Devendo-se isso ao facto de esta ser a posição que permite resistir mais facilmente às forças de percolação. A espessura é admitida de 1 metro.

A permeabilidade a fixar deve ser tal que a cortina cumpra as suas funções de barreira à passagem de água. Foi admitida uma condutividade hidráulica de 1×10^{-8} m/s criando um contraste em relação à permeabilidade da fundação de 2 ordens de grandeza. A profundidade a atingir será uma variável a alterar ao longo da análise do problema, sendo posteriormente possível comparar os valores obtidos para as várias profundidades analisadas.

A escolha de profundidades a adotar na cortina variará dos 25 até aos 100% da altura da barragem, senão este valor usualmente ultrapassado.

5.4.1. CORTINA COM PROFUNDIDADE DE 10 METROS

Será seguidamente apresentada a rede de fluxo, caudal e vetores velocidade para o caso da cortina de impermeabilização com comprimento de 10 metros e 40 metros, sendo os casos extremos do estudo. No final do capítulo são apresentados todos os resultados para as profundidades intermédias.

Na Figura 42 é possível analisar a rede de fluxo criada sob a barragem com a criação de uma cortina de impermeabilização com profundidade igual a 25% da altura de paramento da barragem.

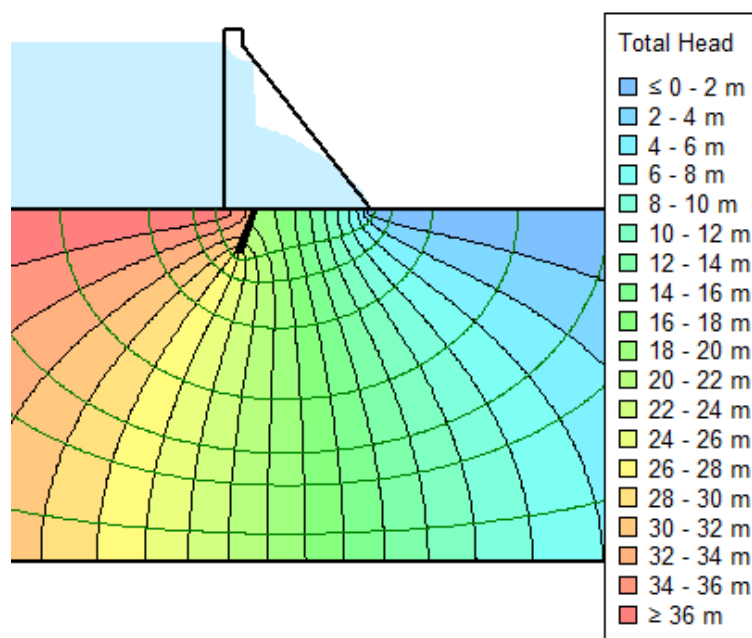


Figura 42 - rede de fluxo com cortina de impermeabilização (0.25H)

Como era expectável, a representação das equipotenciais é ligeiramente diferente nas proximidades da cortina verificando-se uma grande perda de carga nessa zona. Observando a legenda verifica-se que, na

base da fundação, a carga total a montante da cortina é aproximadamente 34 metros e a jusante cerca de 20 metros de coluna de água o que gera uma perda de carga de cerca de 14 metros. As linhas de fluxo tendem, quando possível, a contornar a cortina de impermeabilização, isto porque, apesar de percorrem um caminho maior até jusante, fazem-no por um meio que oferece menos resistência ao seu movimento devido à maior permeabilidade.

Após a verificação do diagrama de subpressões na base da barragem, é possível determinar se essa perda de carga localizada vai provocar alguma diminuição na resultante das forças de subpressão.

Na Figura 43 encontra-se representado o diagrama de subpressões na base da barragem para esta cortina.

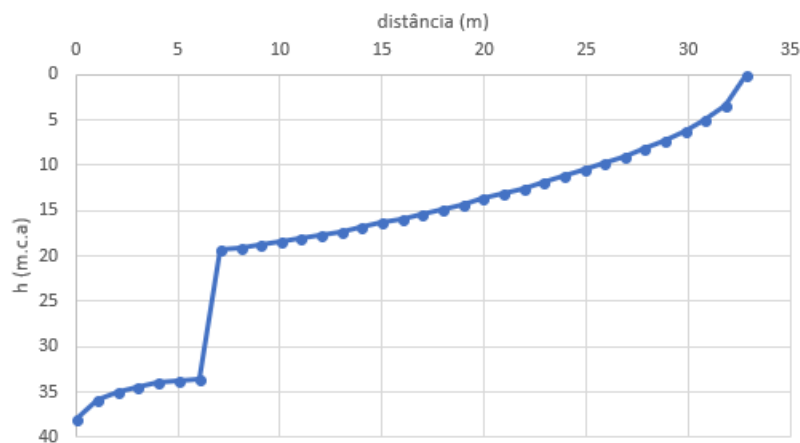


Figura 43 - Diagrama de subpressão na base da fundação com cortina (0.25H)

É possível verificar pela figura 43 uma perda de carga existente na zona de instalação da cortina de cerca de 14 metros. É possível, tal como nos casos anteriores, calcular área do diagrama de subpressão e determinar o valor da força resultante. Esse valor é igual a 4319.25 kN por metro de desenvolvimento.

Outros registos com interesse são os valores do caudal percolado através da fundação com a introdução da cortina e a variação dos vetores de velocidade para este caso. Na Figura 44 é representado o efeito dessas duas variáveis.

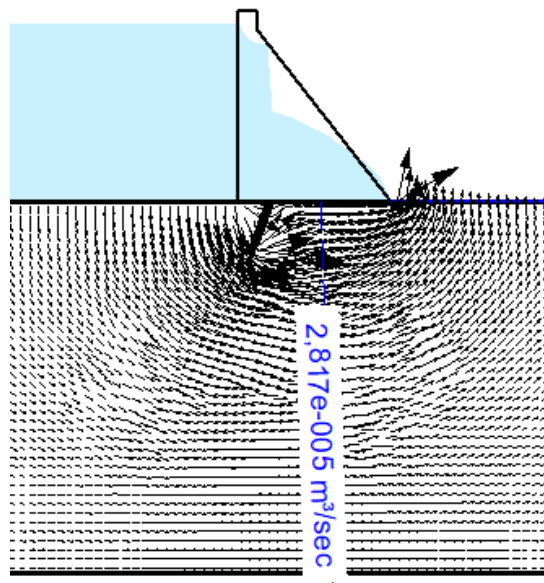


Figura 44 - vetores de velocidade e caudal percolado com cortina de impermeabilização (0.25H)

A magnitude dos vetores velocidade toma valores mais elevados na zona mais profunda da cortina e da parte imediatamente a jusante da barragem tal como é possível concluir pela Figura 44. O valor máximo dessa velocidade é de $2.198 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. O caudal irá diminuir em relação ao modelo sem cortina e sem drenos para $2.282 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$.

5.4.2. CORTINA COM PROFUNDIDADE DE 40 METROS

Por fim será feita a análise para a cortina a uma profundidade igual à altura da barragem.

A Figura 45 representa a rede de fluxo para este cenário.

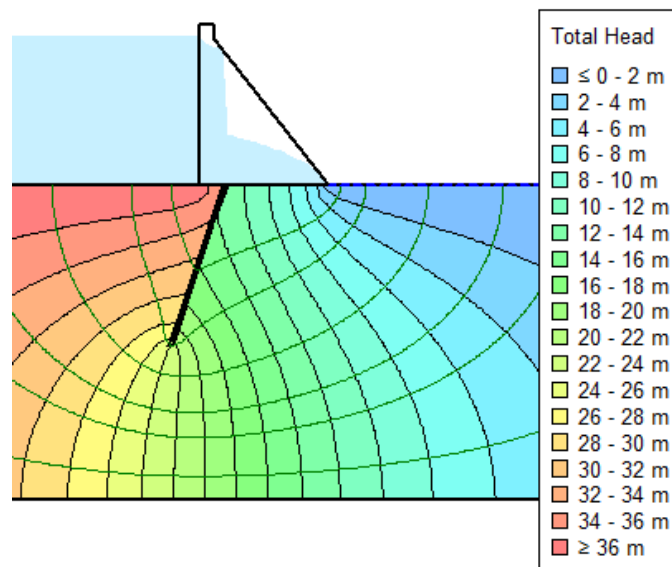


Figura 45 - Rede de fluxo com cortina de impermeabilização (H)

Comparativamente à rede de fluxo obtida anteriormente, é de salientar uma maior perda de carga hidráulica localizada na zona de implantação da cortina, ao nível da base da barragem. O valor neste ponto passa de cerca de 35 m.c.a., a montante da cortina, para 13 m.c.a. a jusante, criando uma quebra de 22 metros de carga hidráulica.

No caso das linhas de fluxo é possível verificar que, na zona perto do paramento de montante da barragem, a água não contorna a cortina, mas atravessa esta. Como a cortina é demasiado profunda, o caminho de percolação passa diretamente pela cortina mesmo tendo esta uma permeabilidade menor pois contorná-la iria exigir ainda maior perda de carga devido à longa distância de percolação.

Na Figura 46 é possível observar o diagrama de subpressões gerado no contacto entre a barragem e a fundação.

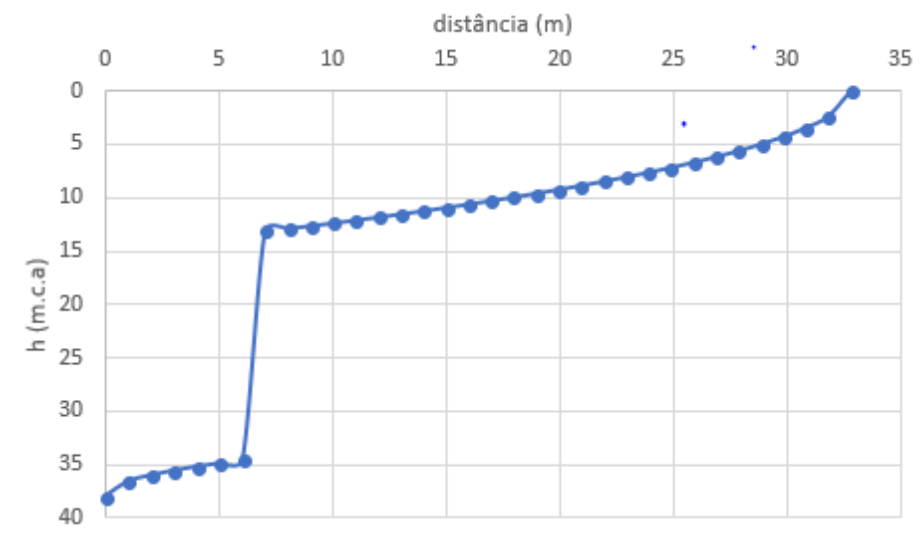


Figura 46 - Diagrama de subpressão na base da fundação com cortina (H)

Calculando a força resultante do diagrama de subpressões é obtido o valor de 4038.87 kN por metro de desenvolvimento da barragem. Devido à maior perda de carga hidráulica, existente no alinhamento da cortina, a resultante de subpressão diminui em relação ao caso anterior.

A ilustração dos vetores de velocidade hidráulica e caudal percolado na fundação estão representados na Figura 47.

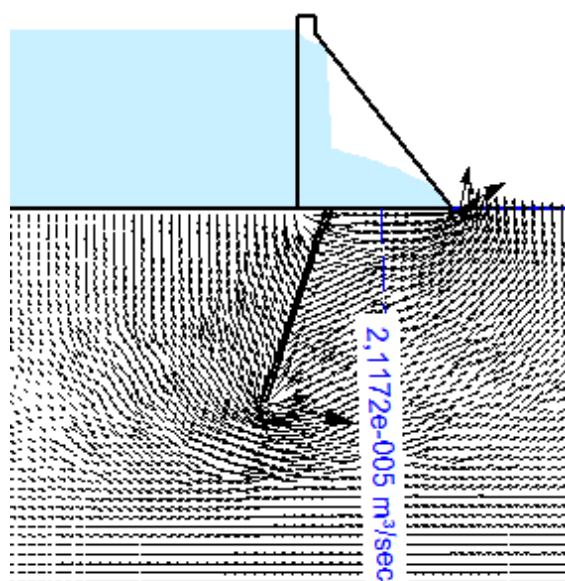


Figura 47 - Vetores de velocidade e caudal percolado com cortina de impermeabilização (H)

Neste cenário o caudal percolado é de $2.1172 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ e a velocidade máxima de valor $1.9136 \times 10^{-6} \text{ m/s}$. Neste caso continua a verificar-se a magnitude dos vetores velocidade máxima junto ao pé da cortina no pé de jusante da barragem. Contudo, tanto o caudal como a velocidade máxima da água no interior da fundação são menores para o comprimento máximo da cortina.

5.5. SÍNTESE E CONCLUSÕES RELATIVAS À ANÁLISE BIDIMENSIONAL

No decorrer deste capítulo foram feitas três análises: a análise em corte horizontal, a análise em corte vertical e a influência da cortina de impermeabilização. Por fim serão expostos os resultados obtidos em cada caso e tecidas as devidas conclusões.

No Quadro 15 estão representados os valores obtidos na análise em corte vertical, sendo estes, o espaçamento entre drenos, o caudal total, o caudal por metro de secção, a velocidade máxima e a carga hidráulica média no alinhamento dos drenos, respetivamente.

Quadro 15 - Valores finais obtidos para a análise do modelo em corte horizontal

Espaçamento (m)	Caudal (m^3/s)	Caudal/m ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	Vel. Máxima (m/s)	hd (m.c.a.)
Sem drenos	1.159×10^{-5}	1.591×10^{-6}	1.158×10^{-5}	29.23
5	4.040×10^{-5}	4.040×10^{-6}	6.077×10^{-5}	11.76
6	4.577×10^{-5}	3.814×10^{-6}	6.704×10^{-5}	12.60
7	5.059×10^{-5}	3.614×10^{-6}	7.433×10^{-5}	13.80

Após uma análise cuidada do quadro 15, seguem-se algumas observações:

- De modo a cumprir com as recomendações dos Documentos Técnicos de Apoio ao RSB (APA, 2018), referentes ao valor médio de subpressões na linha dos drenos e otimizando o dimensionamento, foi obtido um valor de 6 metros de espaçamento para drenos com 76 milímetros;
- Apesar da rede de drenagem diminuir significativamente o efeito da subpressão, aumenta substancialmente o caudal percolado pela fundação e a velocidade hidráulica máxima na linha dos drenos, sendo este um indicador do efeito negativo gerado pela instalação de órgãos de drenagem;
- A velocidade hidráulica máxima aumenta com o espaçamento, diminuindo o caudal por metro porque a área de influência de cada dreno é maior. Logo, maiores espaçamentos originam maiores gradientes hidráulicos e velocidades na fundação.

Depois de obtidos os valores otimizados do espaçamento entre drenos, foi analisada a influência da profundidade destes nos valores do caudal total, no caudal afluente aos drenos, na velocidade máxima na periferia dos drenos, e na permeabilidade equivalente exigida a cada dreno. No Quadro 16 estão representados os valores destas variáveis para os 3 cenários realizados nas análises em corte vertical.

Quadro 16 - Valores finais obtidos para a análise do modelo em corte vertical

Cenário	Prof. (m)	Qmon. (m ³ /s)	Qjus. (m ³ /s)	Qdrenado (m ³ /s)	Veloc. Máx (m/s)	Kd (m/s)
1	10	4.609 x 10 ⁻⁵	2.307 x 10 ⁻⁵	2.302 x 10 ⁻⁵	5.957 x 10 ⁻⁶	3.1 x 10 ⁻⁵
2	20	4.947 x 10 ⁻⁵	2.065 x 10 ⁻⁵	2.881 x 10 ⁻⁵	6.0736 x 10 ⁻⁶	1.9 x 10 ⁻⁵
3	30	5.112 x 10 ⁻⁵	1.925 x 10 ⁻⁵	3.190 x 10 ⁻⁵	6.1181 x 10 ⁻⁶	1.4 x 10 ⁻⁵

Após uma análise dos valores obtidos no Quadro 16, foram tecidas as seguintes conclusões:

- Verifica-se que quanto maior a profundidade atingida pela rede de drenagem, maior é o caudal percolado pela fundação, contudo o caudal a jusante da linha de drenagem é menor porque com maior profundidade os drenos têm maior capacidade de drenagem.
- A permeabilidade equivalente diminui com a profundidade da cortina, apesar do caudal afluente ser maior; tal deve-se ao facto da superfície equivalente do dreno aumentar com o seu comprimento, permitindo a este drenar mais caudal sem necessitar de ter maior permeabilidade.
- Concluiu-se também que os aumentos de profundidade da rede de drenagem não provocaram qualquer tipo de variação no diagrama de subpressão, no contacto da barragem e a fundação. Para efeito das forças de subpressão apenas terá interesse prolongar a profundidade da cortina, caso seja necessário avaliar os problemas de subpressão em descontinuidades. Contudo, é sempre necessário a rede atingir alguma profundidade para se garantir que esta tem capacidade de vazão para escoar o caudal que lhe é afluente.

Estando por fim dimensionada a rede de drenagem procedeu-se ao estudo da influência da cortina de impermeabilização no valor da subpressão na base da estrutura, no caudal e na velocidade máxima da percolação.

No Quadro 17 são apresentados os resultados obtidos.

Quadro 17 - Valores obtidos em função da profundidade da cortina de impermeabilização

Cortina (m)	Subpressão (kN)	Caudal (m ³ /s)	Vel. Máx. (m/s)
Sem cortina	6107.36	3.082×10^{-5}	2.256×10^{-6}
10	4809.25	2.805×10^{-5}	2.226×10^{-6}
20	4335.42	2.475×10^{-5}	2.215×10^{-6}
30	4157.45	2.282×10^{-5}	2.198×10^{-6}
40	4038.87	2.112×10^{-5}	1.913×10^{-6}

Após a análise do quadro 17 foi possível retirar as seguintes conclusões.

- Apesar de não ser considerado o efeito da cortina de impermeabilização no dimensionamento da rede de drenagem, esta contribui de forma clara para a redução da força resultante de subpressão.
- Como se pode ver na Figura 48, a redução da subpressão é muito influenciada pela inclusão da cortina nos primeiros 10 metros de profundidade e não se obtêm efeitos muito melhores, aumentando o valor dessa profundidade, conforme se pode concluir da Figura 48.

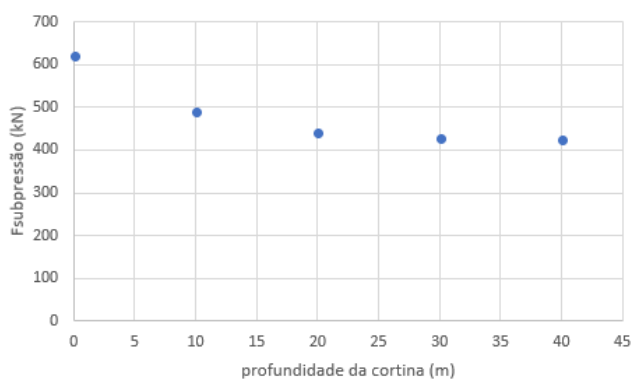


Figura 48 - Variação da resultante de subpressão em função da profundidade da cortina de impermeabilização

- A instalação da cortina com 10 metros de profundidade é responsável por uma queda no valor da força resultante de subpressão de 21%. Já o prolongamento desta reduzirá esse valor de forma cada vez menos significativa, sendo que, no presente caso, o efeito da cortina é evidente até uma profundidade de aproximadamente um quarto da altura a montante.
- Torna-se claro com a análise destes resultados que é bastante aconselhável que seja realizada a cortina de impermeabilização em conjunto com a rede de drenagem. A drenagem, ao fazer diminuir as forças de subpressão, pode criar problemas de permeabilidade e velocidades

excessivas na fundação, sendo que a cortina mitigará estes pois reduz claramente o valor do caudal e da velocidade hidráulica na fundação.

5.6. PROBLEMAS INERENTES AO ESTUDO BIDIMENSIONAL

Apesar de terem sido obtidos resultados satisfatórios após a modelação bidimensional do problema, e serem retiradas conclusões interessantes referentes à disposição geométrica dos órgãos de drenagem e efeito da cortina de impermeabilização, foi possível compreender que, ao utilizar um programa bidimensional para um estudo de percolação que é tridimensional, surge a necessidade de recorrer a simplificações. Seguidamente são enumeradas as principais:

- A análise em corte horizontal perde alguma representatividade pois se considera que as condições de fronteira impostas relativamente à altura de água a montante e a jusante da barragem são constantes em profundidade, o que não se verifica na realidade. Na Figura 49, estão representados os valores reais e os utilizados no modelo bidimensional.

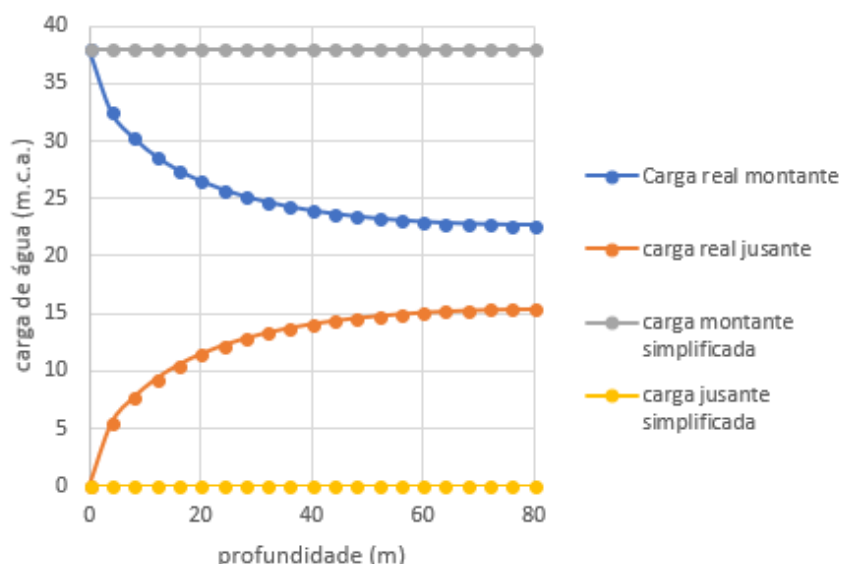


Figura 49 - Gráfico representativo de simplificações nas condições de fronteira no modelo 2D em planta

- O artifício de fazer a média ponderada da pressão na linha dos drenos para usar este valor na análise em corte vertical permite fazer um estudo bidimensional do problema, contudo, é possível que as zonas de carga hidráulica menor e maior que a média, respetivamente os drenos e a zona intermédia entre eles, influenciem em demasia o resultado final.
- Na análise em corte vertical supõe-se que a percolação da água é feita apenas na direção vertical e horizontal em relação ao modelo. Na realidade, e como se pode verificar na Figura 28 onde se observam as linhas de fluxo em corte horizontal, a água tende a movimentar-se na direção do desenvolvimento da barragem pois é atraída pela presença pontual dos drenos. Esta simplificação causa valores menos credíveis de caudal, gradiente e velocidade hidráulica.

6

MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL

6.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo foca-se na análise do comportamento hidráulico da fundação do caso em estudo para o dimensionamento da rede de drenagem, com base em modelações tridimensionais.

No capítulo anterior foram efetuadas análises bidimensionais segundo dois planos ortogonais, um vertical e outro horizontal, que de uma forma simplificada permitiram ter uma ideia do comportamento da fundação para o fenómeno, recorrendo sempre a algumas simplificações.

O estudo passará por uma primeira análise da barragem sem a inclusão dos drenos, seguindo-se o dimensionamento destes e por fim avaliando-se a contribuição conjunta da cortina de impermeabilização com a rede de drenagem.

6.1.1. PROGRAMA RS3

O programa RS3 é um programa de cálculo numérico que permite análises tridimensionais (3D) de estruturas geotécnicas relativas a obras de engenharia civil.

Esta é uma ferramenta muito útil, na medida em que permite resolver problemas de elevado grau de complexidade tridimensional, sendo, portanto, bastante útil para a prática de Engenharia. Através da modelação do problema, são simulados vários cenários e fases, permitindo no fim uma fácil compreensão dos resultados aos utilizadores.

Após o cálculo efetuado pelo programa RS3, este oferece inúmeras opções para exibir resultados em 2D e 3D, como, por exemplo, valores dos campos de tensões, deslocamentos, carga hidráulica, deformações, linhas de fluxo, entre outros.

São diversas as aplicações em que este programa pode ser usado. Entre elas estão, por exemplo, as relativas a barragens, aterros, escavações, paredes de contenção e túneis.

Para as análises em causa nesta dissertação interessa, essencialmente, o aspeto relacionado com a percolação da água, podendo, como resultado da modelação, ser obtidos os valores das pressões neutras na fundação. A análise da percolação está integrada com outras funcionalidades do programa, podendo esta ser usada em conjunto com as análises de tensões e deformações, ou como uma análise independente de percolação do fluxo de água.

6.2. SITUAÇÃO SEM DRENOS

O estudo em 3 dimensões será iniciado com a modelação da barragem, de forma mais simples, onde não são contabilizados os efeitos dos drenos nem da cortina. Trata-se de um problema fundamentalmente bidimensional, portanto é de prever que os resultados obtidos no RS3 sejam comparáveis diretamente com os do SEEP/W em corte vertical e apenas em corte horizontal no contacto da barragem com a fundação.

6.2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

A modelação tridimensional segue vários princípios utilizados no modelo bidimensional. Os principais são: as características dos materiais, sendo neste caso a barragem de betão admitida como impermeável e a fundação isotrópica com condutividade hidráulica igual a 1×10^{-6} m/s; as condições de fronteira, que são as mesmas para os dois casos, sendo as cargas de água a montante e a jusante iguais a 38 e 0 metros, respetivamente.

Os aspetos da modelação tridimensional onde podem surgir mais alterações no desenvolvimento do modelo são a construção da geometria do problema, que deixa de ser apenas representada por um corte, passando a conter um volume, e a criação da malha de elementos finitos.

A geometria é obtida fazendo o desenho em corte vertical da secção transversal da barragem e fundação e usando seguidamente o comando *extrude* que fornece um volume a essa secção. Atribui-se a esse volume o atributo de *external box* criando a zona onde será posteriormente gerada a malha de elementos finitos.

Após definida a geometria, atribuídos os materiais a cada zona e impostas as condições de fronteira, é possível gerar a malha de elementos finitos.

O RS3 permite a criação automática de uma malha tridimensional. O elemento básico da malha 3D de elementos finitos é um tetraedro de 10 nós, representado na Figura 50.

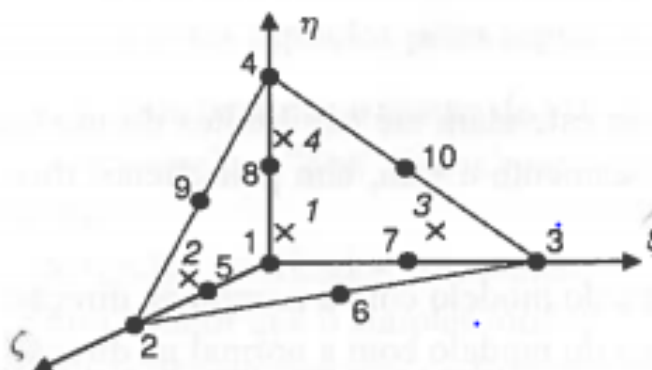


Figura 50 - Elemento 3D tetraédrico de 10 nós (Brinkgreve et al., 2013)

Na Figura 51 está representada a malha composta por esses elementos, para o caso em que não são incluídos os drenos.

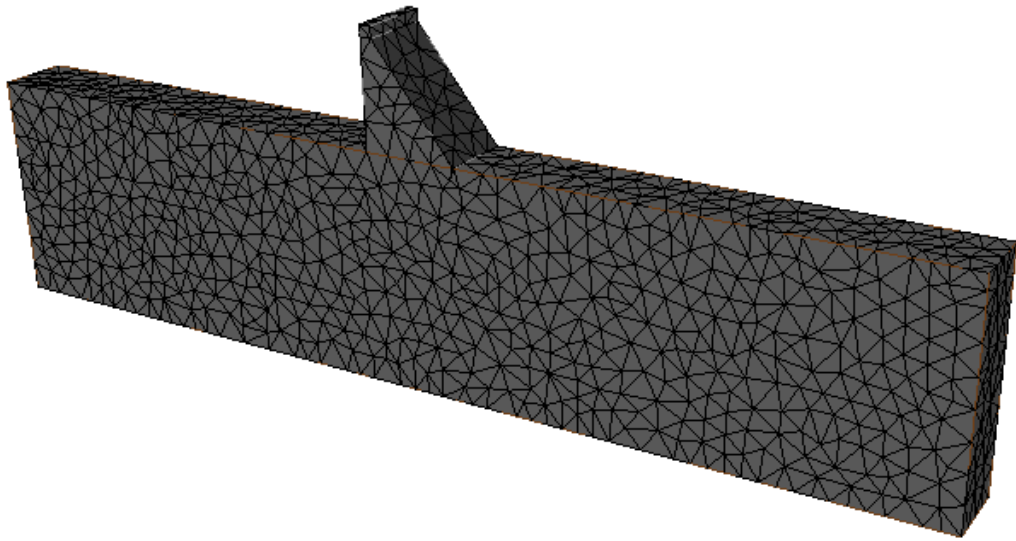


Figura 51 - Malha de elementos finitos 3D, situação sem drenos

6.2.2. RESULTADOS

Após feita a computação do modelo, é possível visualizar as linhas equipotenciais ao longo de todo o domínio da fundação; na Figura 52 são ilustradas essas equipotenciais no contorno do terreno.

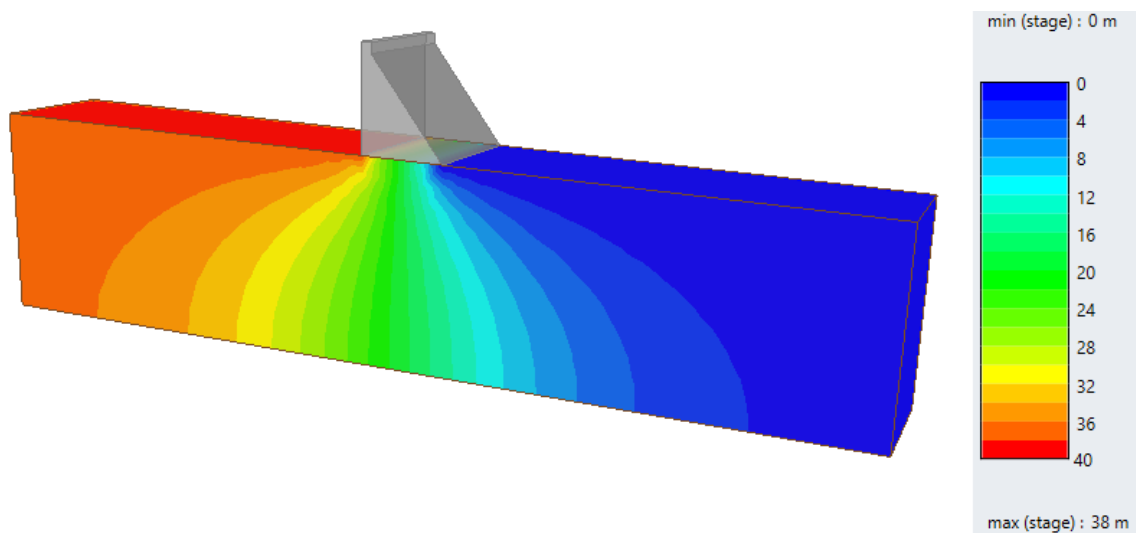


Figura 52 – Equipotenciais na secção transversal, situação sem drenos

Verificando a Figura 52 e respetiva legenda é possível concluir que esta é muito idêntica à obtida na figura 34, que representa a rede de fluxo obtida na análise bidimensional segundo um corte vertical, tal como seria de esperar.

Alterando a vista do modelo é possível observar a configuração das equipotenciais num corte horizontal e comparar essa com a obtida no modelo 2D (Figura 26) quando se fazia um estudo em corte horizontal, apenas no caso do contacto entre a barragem e a fundação. Esse esquema é representado pela Figura 53.

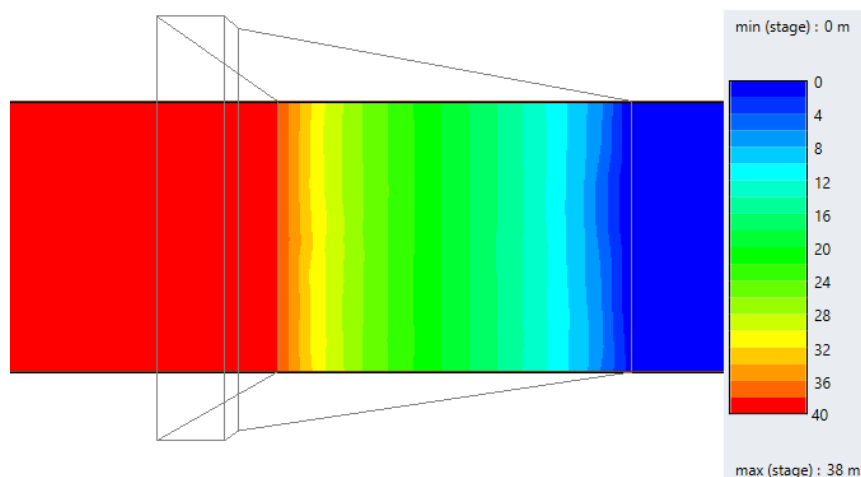


Figura 53 - Equipotenciais em corte horizontal, situação sem drenos

A representação do diagrama da Figura 54 é muito semelhante à obtida na análise em duas dimensões, começando a carga a montante nos 38 m.c.a., reduzindo de forma constante ao longo da base da barragem até à carga de jusante de 0 metros. Sendo assim é possível concluir que o valor da subpressão será igual ao obtido no capítulo 5 para este caso.

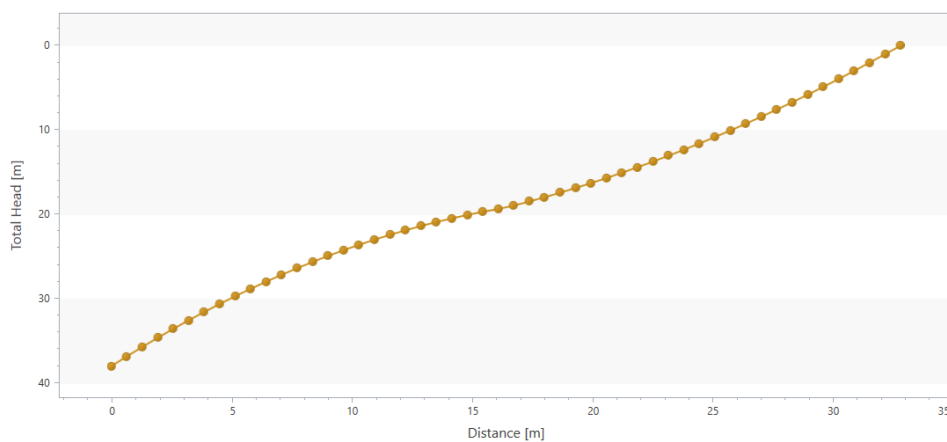


Figura 54 - Diagrama de subpressões, situação sem drenos

Calculando a área do diagrama de subpressões obtém-se aproximadamente o mesmo valor da força resultante de subpressão para o modelo 2D e 3D, sendo este igual a 623.2 kN por metro de barragem.

A Figura 55 ilustra a velocidade hidráulica no interior da fundação. Essa velocidade representa-se, tal como nas equipotenciais, por isolinhas, onde para a mesma cor correspondem as mesmas velocidades.

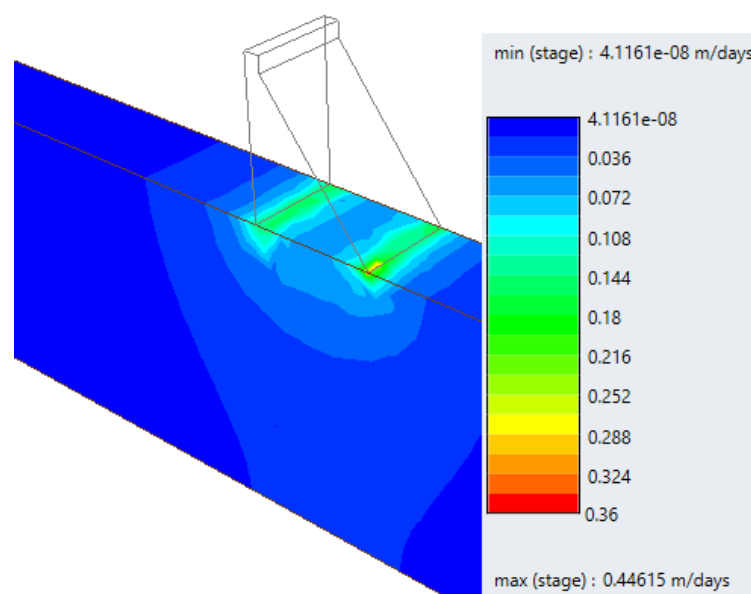


Figura 55 - Isolinhas de velocidade hidráulica, situação sem drenos

No programa SEEP/W a representação da velocidade hidráulica na fundação é feita com a representação de vetores de velocidade, que representam o sentido e direção do escoamento em cada nó da malha de elementos finitos, bem como a sua magnitude. No programa tridimensional não existe essa representação, contudo, é possível verificar na Figura 55 que existe concentração de velocidades elevadas justo aos pés de montante e jusante.

6.3. SITUAÇÃO COM DRENOS

6.3.1. ESPAÇAMENTO 5 METROS

A geometria e características do material de fundação são os mesmos que no caso base da barragem, sendo agora incluídos drenos até uma profundidade de 20 metros que deverão assegurar em todo o seu desenvolvimento um valor de carga hidráulica igual à cota da boca destes, 3 metros, tal como no modelo bidimensional.

Na Figura 56 é possível observar o esquema geral do modelo e as condições de fronteira impostas.

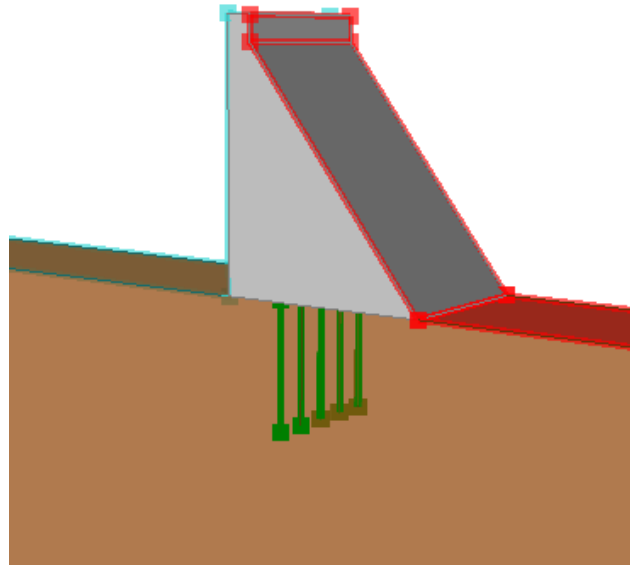


Figura 56 - Condições de fronteira impostas, barragem com drenos

Na Figura 56 estão representadas as três condições de fronteira necessárias para a modelação numérica do problema, sendo estas imposições relativas à carga total a ser verificada nas zonas coloridas. As faces de montante de cor azul representam a nível de água a montante que é de 38 metros, o vermelho a jusante é referente a uma altura de água de 0 metros, e nos drenos, representados a verde, considerou-se uma carga de 3 metros.

Seria apenas necessário considerar um dreno com a sua respetiva área de influência, mas optou-se por modelar cinco, como se observa pela figura, para se obter uma melhor qualidade de visualização dos resultados.

Na Figura 57 é representado o corte vertical na zona entre dois drenos com as equipotenciais obtidas no cálculo numérico.

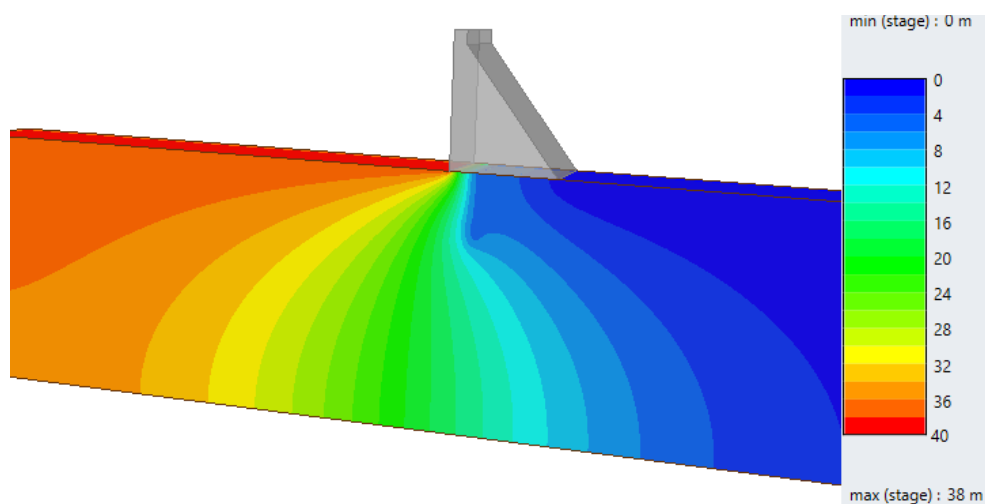


Figura 57 - Equipotenciais, corte vertical a meia distância de dois drenos afastados de 5 metros

Na Figura 58 é representado o mesmo esquema que na Figura 57, sendo que, neste caso, o corte intersecta um dreno.

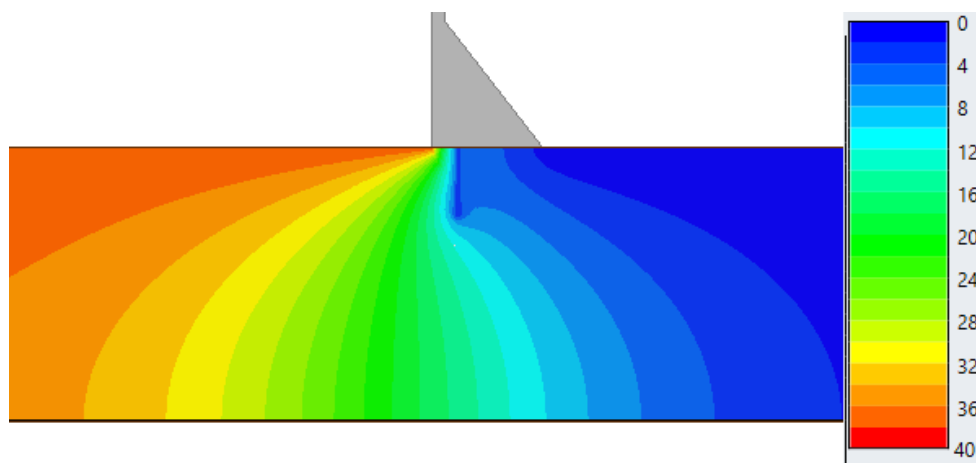


Figura 58 - Equipotenciais, corte vertical intersectando um dreno, afastamento de (5 metros)

A variação da carga hidráulica na linha dos drenos é perceptível numa visualização em corte horizontal que é representada na Figura 59.

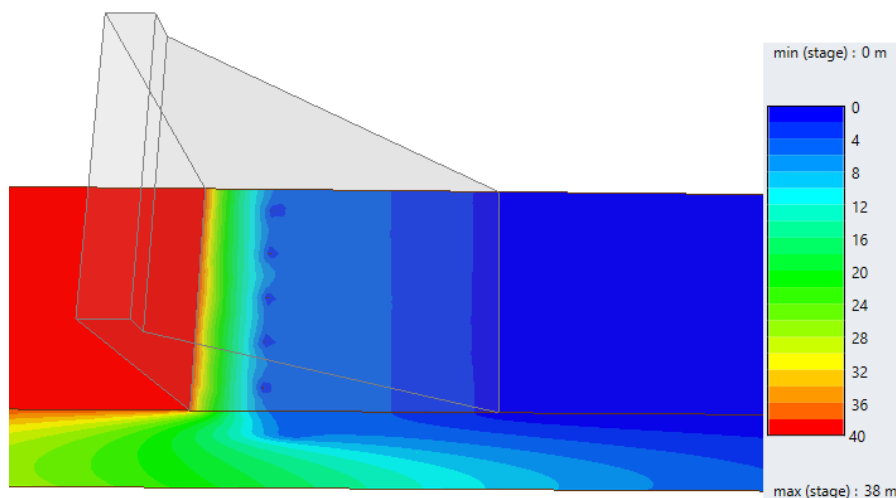


Figura 59 - Equipotenciais, secção em corte horizontal no contacto barragem e fundação (5 metros)

No programa é possível criar cortes em qualquer plano e sobrepor estes obtendo uma visualização de diferentes propriedades como a carga total, o gradiente ou a velocidade hidráulica no interior da fundação e em de várias perspetivas nesta. Foram considerados 3 planos ortogonais sendo 2 deles verticais, passando no alinhamento dos drenos e intersetando o dreno intermédio na direção de montante para jusante, e um horizontal intersetando a base dos órgãos de drenagem.

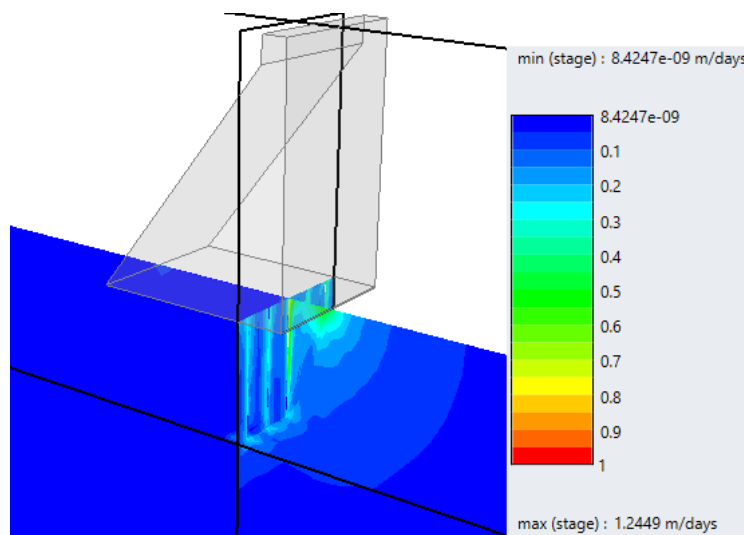


Figura 60 – Isolinhas de velocidade em três planos perpendiculares (5 metros)

Como se pode observar pela interseção dos 3 planos ortogonais, a velocidade hidráulica é maior nas zonas de pé de montante da barragem e na periferia destes. O modelo 3D permite observar que essa

velocidade, entre drenos, diminui significativamente. A velocidade máxima, tal como no modelo em duas dimensões é gerada na zona de entrada da água nos drenos e o seu valor é igual a 1.4409×10^{-5} m/s na imediação dos órgãos de drenagem.

Na Figura 61 é possível visualizar um gráfico obtido diretamente do programa RS3, este materializado com a criação de uma *query* ao longo da linha dos drenos no contacto barragem e fundação.

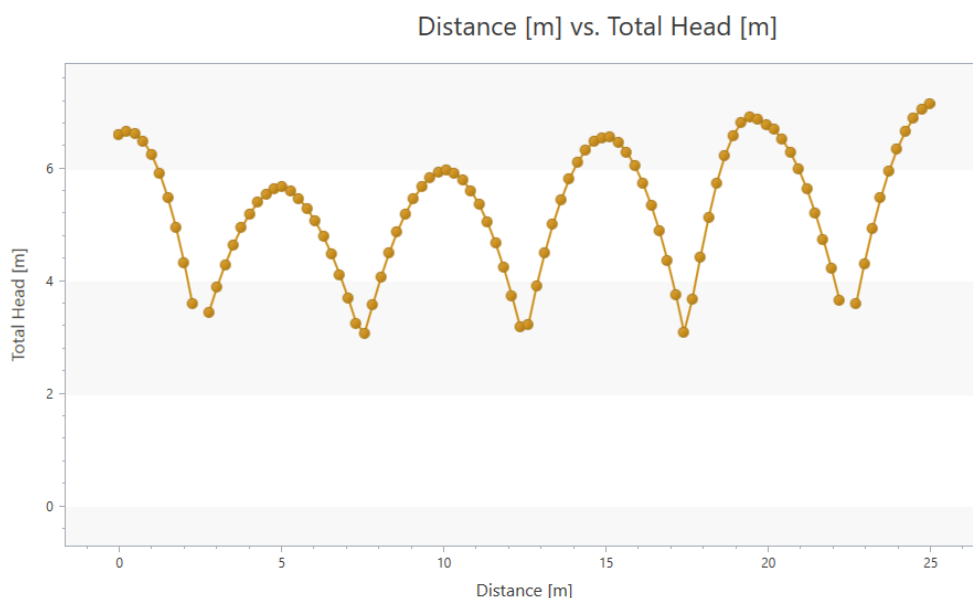


Figura 61 – Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos (5 metros)

Como se pode observar pelo gráfico, nas zonas de implantação dos drenos a carga é de aproximadamente 3 metros, já nas suas zonas intermédias este valor aumenta até um máximo de 7 metros coluna de água. Tal como no modelo bidimensional, será possível fazer uma média ponderada dos valores do gráfico, obtendo assim a carga hidráulica média na linha dos drenos, sendo que esta deverá ser igual ou menor a um terço da carga de montante, 12.667 metros.

Após exportados os valores do gráfico fornecido pelo RS3 para o Excel e feita a média destes, o resultado obtido foi de 5.24 m.c.a., que cumpre a recomendação estabelecida.

Foi possível concluir que a estimativa de espaçamento de 5 metros entre drenos como solução para iniciar o dimensionamento está longe de ser a solução otimizada para o espaçamento dos órgãos de drenagem. O passo seguinte passa então por aumentar o valor inicial para 10 metros e determinar o novo valor da carga hidráulica média na linha dos drenos.

6.3.2. DRENOS ESPAÇADOS 10 METROS

Para este caso dispensa-se a representação das equipotenciais em corte vertical pois verifica-se que, independentemente da variação do espaçamento entre drenos, a confirmação gráfica representativa dos resultados é similar à apresentada na figura 57.

A diferença mais significativa no valor das cargas hidráulicas na fundação da barragem, com o espaçamento nos drenos, representa-se na secção intermédia entre dois drenos consecutivos. Na F igura

62 representam-se as equipotenciais no plano horizontal correspondente ao contacto da barragem com a fundação para o espaçamento de 10 metros.

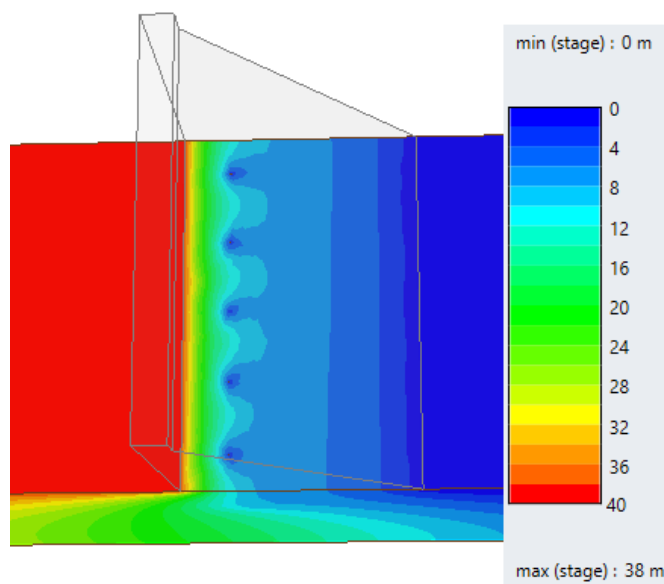


Figura 62 – Equipotenciais, corte horizontal no contacto da barragem com a fundação (10 metros)

É possível reter com a visualização da Figura 62 que existe uma maior variação entre a carga nos drenos e o valor máximo. Esse fenómeno surge com o aumento do espaçamento e conduzirá a aumentos de forças de subpressão.

Seguidamente é representado na Figura 63 o gráfico que demonstra a variação da carga total ao longo da linha dos drenos.

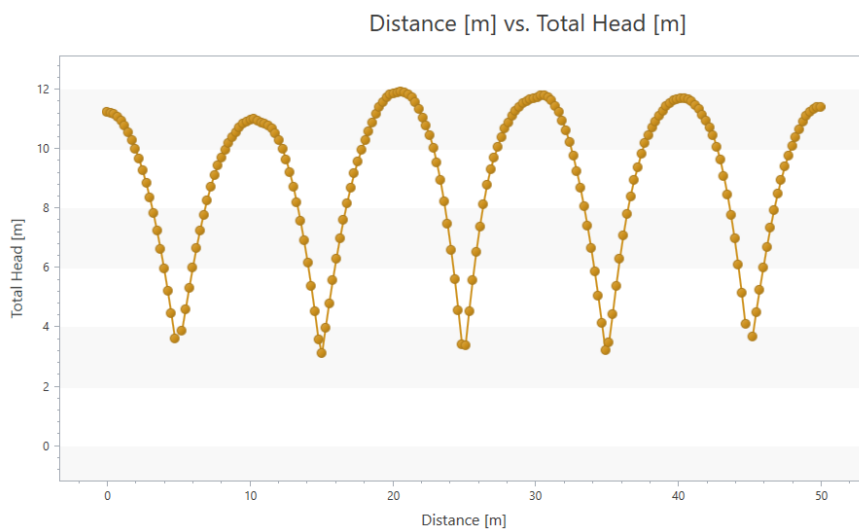


Figura 63 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos (10 metros)

Após avaliar a variação da carga na linha dos drenos, torna-se claro que a carga máxima aumentou significativamente com o maior espaçamento dos drenos, especificamente de 7 m.c.a. para 12 m.c.a. O valor da carga média dos drenos é de 8.943 metros de coluna de água, continuando a ser um valor inferior aos 12.667, recomendados.

A disposição das isolinhas de velocidade no interior da fundação, também para este caso, mantém um esquema semelhante ao da Figura 61, alterando apenas o valor da velocidade máxima na periferia dos drenos que correspondente, neste caso, a 1.618×10^{-5} m/s.

6.3.3. DRENOS ESPAÇADOS DE 16 METROS

Na Figura 64, são esquematizadas as equipotenciais no contacto da barragem e da fundação.

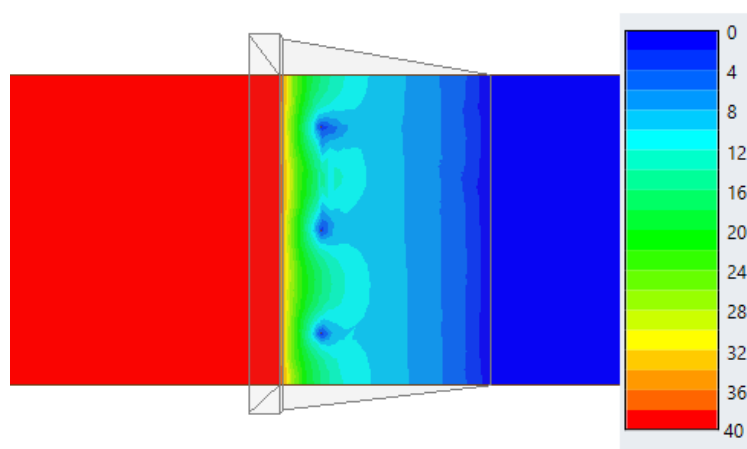


Figura 64– Equipotenciais, corte horizontal no contacto barragem e fundação (16 metros)

Na Figura 65 é representado o gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos para este caso.

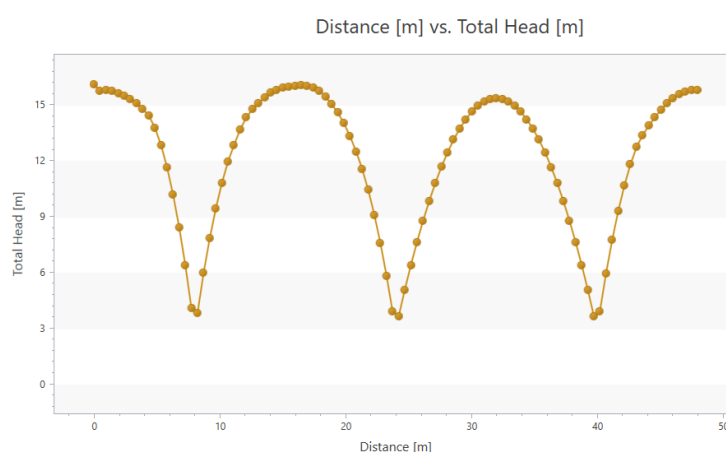


Figura 65 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos (16 metros)

O valor médio da subpressão neste caso é de 12.171 metros. Considera-se que esse valor já bastante próximo do de referência. Considera-se então que o espaçamento de 16 metros constitui o valor otimizado para este tipo de estrutura de acordo com a modelação utilizada.

O valor obtido para a velocidade hidráulica máxima, neste caso, corresponde a 1.752×10^{-5} m/s também na entrada dos drenos.

O programa permite também traçar linhas de fluxo ao longo de todo o volume da fundação. Na Figura 66 são representadas essas linhas em corte horizontal para o espaçamento entre drenos de 16 metros.

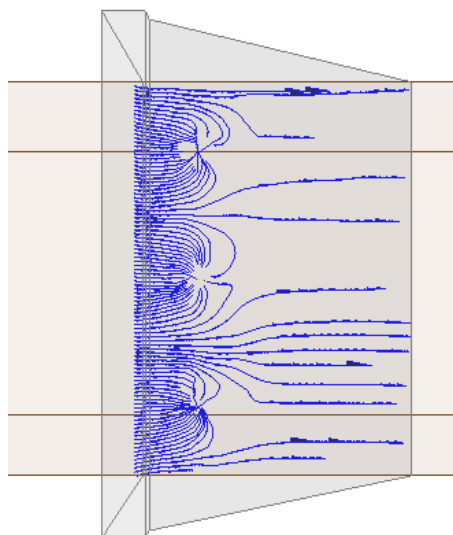


Figura 66– Linhas de fluxo, corte horizontal no contacto barragem-fundação (16 metros)

Verifica-se que grande parte do fluxo de água é atraído pelo dreno e drenado por este, sendo que apenas alguma quantidade de percolação se manifesta a jusante da linha de drenagem.

6.4. EFEITO DA CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

No modelo bidimensional foi possível chegar à conclusão que analisar o contributo conjunto da cortina de impermeabilização e rede de drenagem, para dimensionar os espaçamentos dos drenos poderia otimizar bastante os resultados finais obtidos. Contudo, na modelação em duas dimensões não foi possível criar um modelo em que ambas eram analisadas em simultâneo. Neste capítulo esse modelo será analisado, devido à capacidade do modelo tridimensional de representar este problema.

6.4.1. CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO, SEM DRENOS

O efeito singular da cortina de impermeabilização, na análise da fundação de uma barragem, é bem representado através de uma análise bidimensional. Como tal, os resultados obtidos neste subcapítulo deverão ser bastante similares aos obtidos pelo SEEP/W.

A modelação da cortina, sem a inclusão dos drenos, permitirá avaliar o seu efeito nas velocidades e gradiente hidráulico no interior da fundação, bem como a alteração das equipotenciais e consequentemente do diagrama de subpressões na base.

A profundidade da cortina considerada foi de 20 metros, o que equivale a metade a altura do paramento de montante da barragem. A injeção da cortina na fundação é feita a partir da galeria de drenagem, logo a 6.56 metros do paramento de montante. A cortina é inclinada para montante da fundação fazendo um ângulo de 20 graus em relação à vertical. A condutividade hidráulica para a cortina foi admitida igual 1×10^{-8} m/s, igual em todas as direções, o que criará um contraste de permeabilidades entre a fundação e a cortina numa razão de 1 para 100, valor suficiente para forçar grande parte da água a contornar a barreira de impermeabilização.

Na Figura 67 são representadas as equipotenciais na fundação em corte vertical.

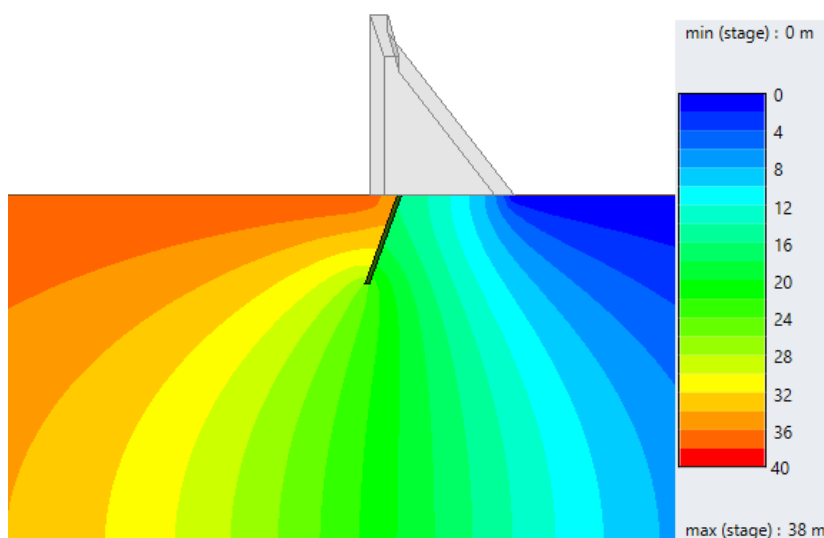


Figura 67 - Equipotenciais, corte vertical, cortina de impermeabilização sem drenos

Analisando a Figura 67, é possível verificar que a introdução da cortina cria uma perda de carga localizada na zona onde a esta intersecta o maciço rochoso. A variação da carga hidráulica no contacto da barragem com a fundação vai diminuindo até que, já longe do contacto e à cota mais baixa da cortina, a variação se torna nula.

Dando ênfase ao contacto entre a barragem e a fundação, na Figura 68 é possível visualizar essa queda de carga hidráulica concentrada através de um corte horizontal.

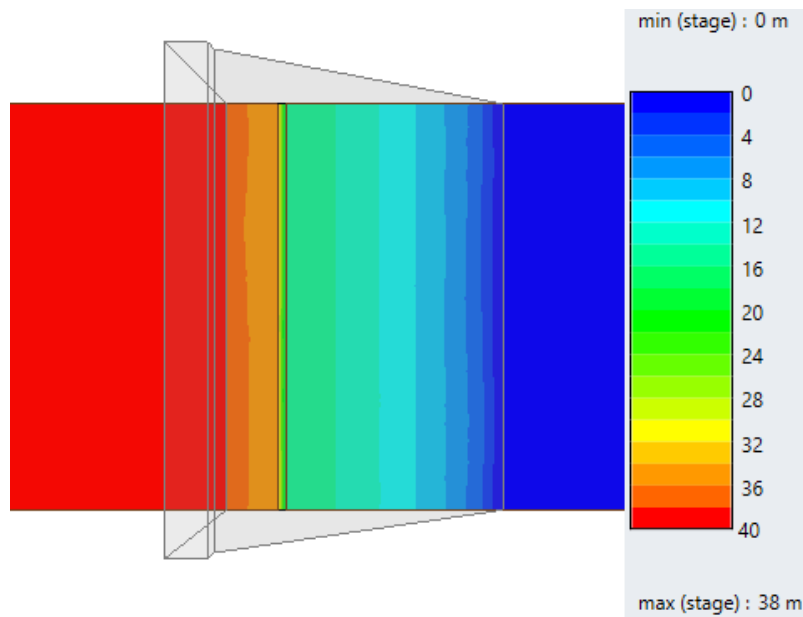


Figura 68 - Equipotenciais, corte horizontal, cortina de impermeabilização sem drenos

Na visualização do corte vertical, verifica-se claramente na Figura 67 que a montante da cortina a carga hidráulica é sensivelmente igual a 35 metros e a jusante aproximadamente 15 metros criando uma variação em um metro, referente à espessura da cortina, de 20 metros.

Como seria de prever, uma variação tão brusca no valor da carga hidráulica terá impacto no valor do diagrama de subpressão na base da barragem, que é representado na Figura 69.

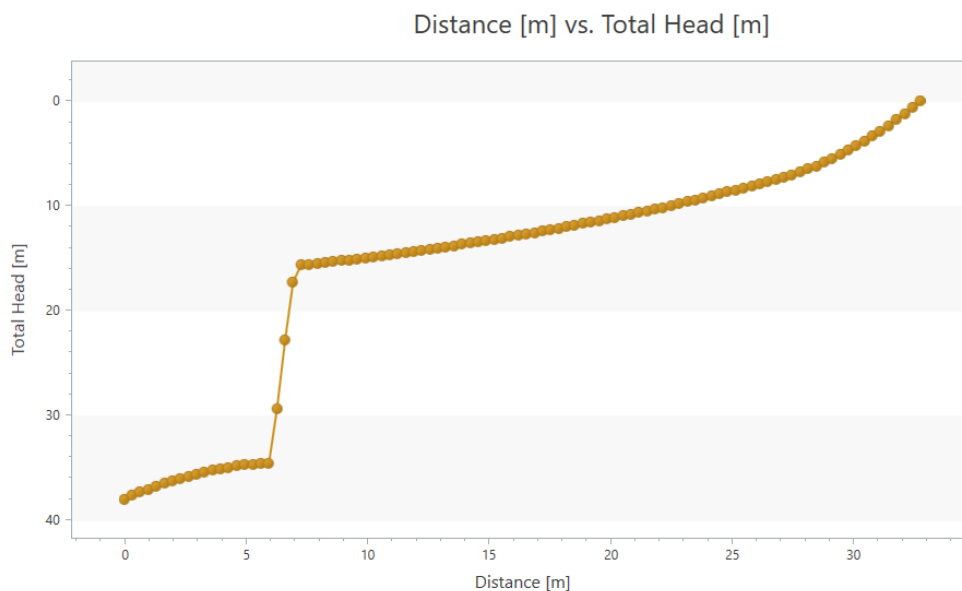


Figura 69 - Diagrama de subpressões na base da barragem com cortina de impermeabilização

Também é possível observar a variação da velocidade hidráulica no interior da fundação para este caso, é representada por isolinhas de velocidade presentes na Figura 70.

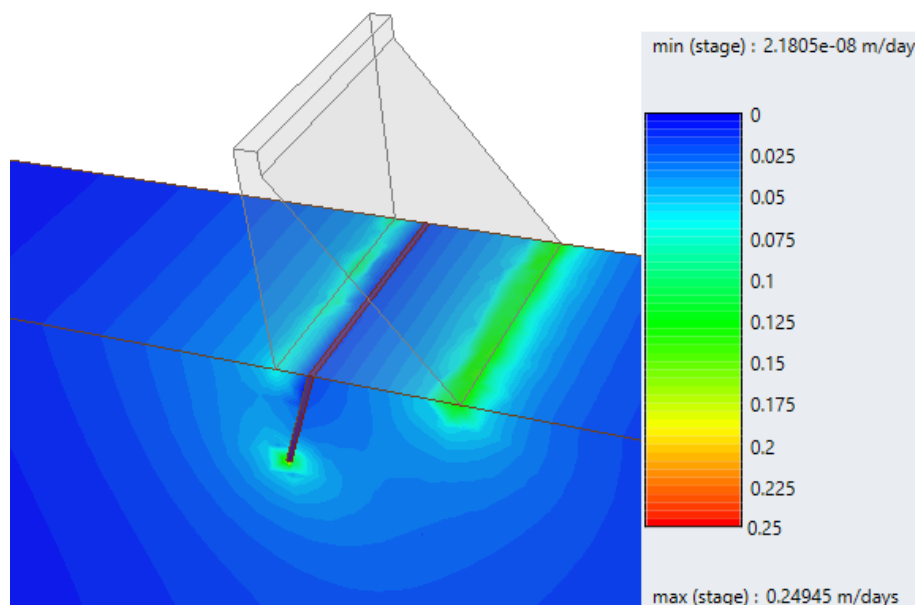


Figura 70 - Isolinhas velocidade hidráulica, cortina de impermeabilização

Verifica-se que as zonas onde ocorrem maiores variações de velocidade são no pé de jusante da barragem e na zona inferior da cortina de impermeabilização, sendo que a velocidade máxima ocorre imediatamente abaixo da cortina e com valor igual a 2.887×10^{-6} m/s.

Na análise em duas dimensões da cortina verificavam-se as velocidades maiores nas mesmas zonas, sendo que nesse caso eram representadas por vetores de velocidade.

6.4.2. CORTINA DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENOS

Uma análise do fluxo com a contribuição simultânea da cortina e da rede de drenagem através da modelação bidimensional seria desadequada pois se incorria em demasiadas simplificações, que tornariam os resultados pouco representativos. Assim, procedeu-se unicamente à modelação tridimensional através do RS3, o qual se considera capaz de reproduzir resultados mais fundamentados e próximos da realidade.

O espaçamento utilizado para implementar os drenos foi de 16 metros, que foi o valor otimizado obtido no subcapítulo anterior, com uma profundidade de 20 metros, igual à da cortina, e de diâmetro igual a 76 milímetros.

Após realizada a computação numérica do modelo é possível obter as equipotenciais em corte vertical entre dois drenos consecutivos e na interseção de um destes, sendo esses cortes representados nas Figuras 71 e 72, respetivamente.

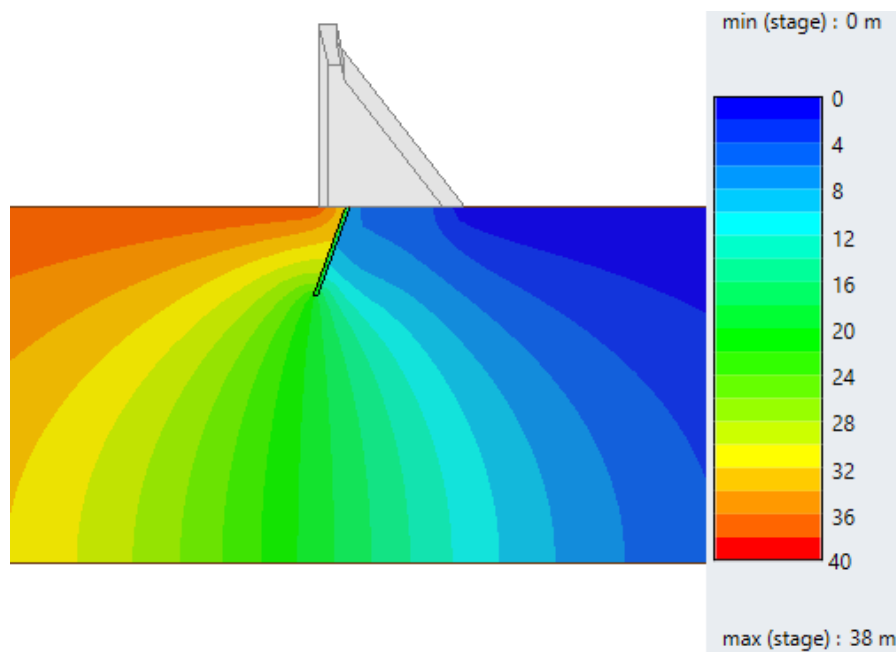


Figura 71 - Equipotenciais com cortina e drenos, corte vertical a meia distância entre 2 drenos

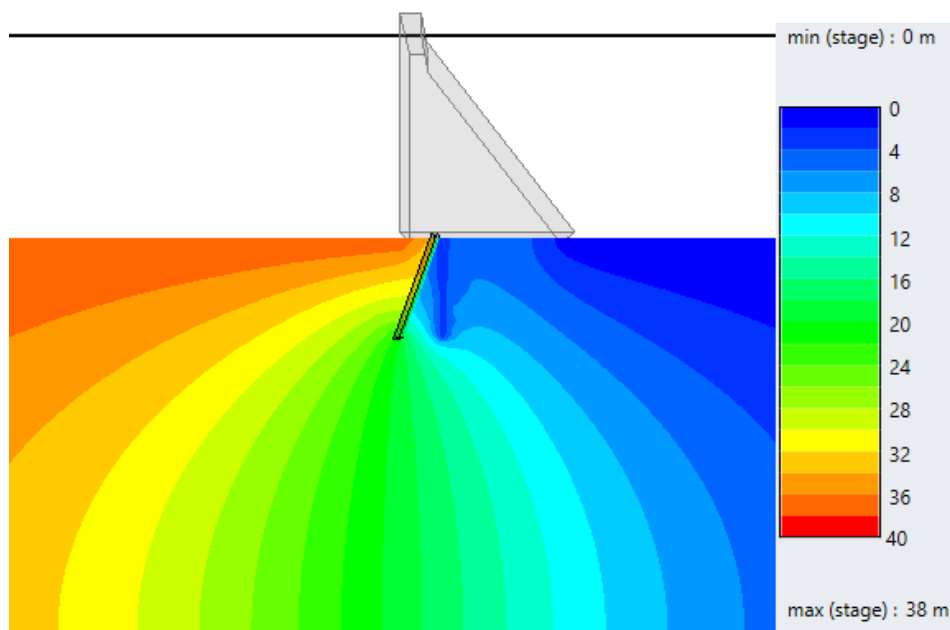


Figura 72 - Equipotenciais, cortina e drenos, corte vertical interseccionando um dreno

Comparando as Figuras 71 e 72 com o esquema com cortina e sem drenos (Figura 67), verifica-se que a carga a montante da cortina na base é a mesma, já a carga a jusante passa de 15 metros para aproximadamente 7 metros a meia distância dos drenos e 3 na interseção destes.

Na Figura 73 é também possível avaliar a variação da carga hidráulica, neste caso em corte horizontal.

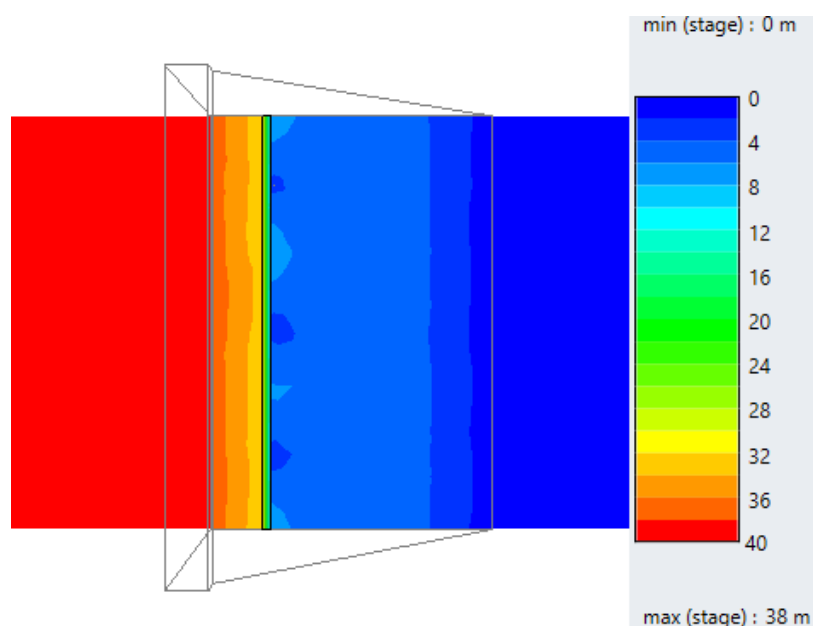


Figura 73 - Equipotenciais, corte horizontal, cortina de impermeabilização com influência dos drenos

Na Figura 74 é apresentado o gráfico da variação da carga hidráulica ao longo da linha de drenagem, na base da barragem.

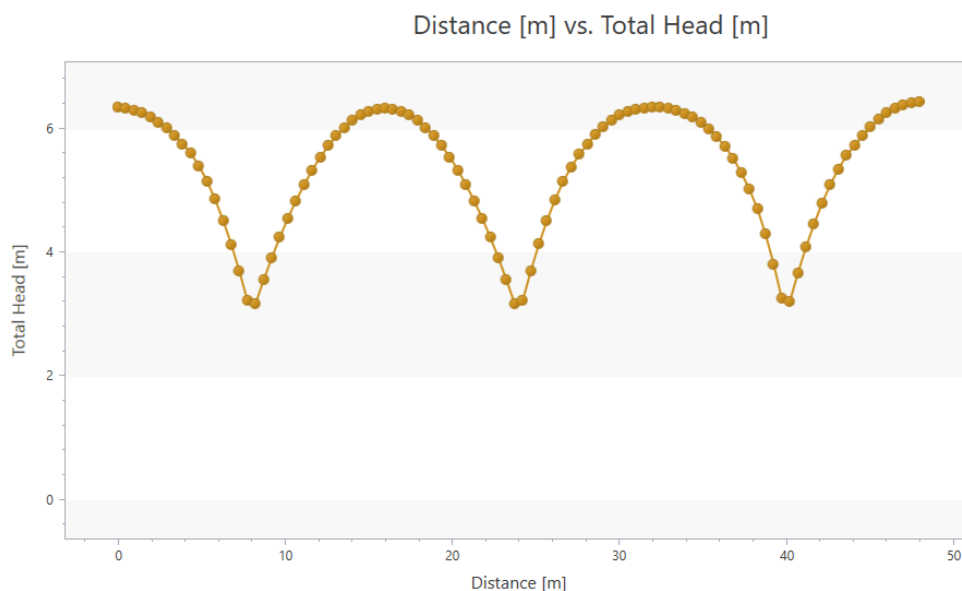


Figura 74 - Gráfico da carga hidráulica na linha dos drenos com cortina

Verifica-se que o valor da carga hidráulica máxima nesse caso é apenas um pouco superior a 6 metros, criando uma variação máxima da carga na linha dos drenos de apenas pouco mais de 3 metros. Após

feita a média dos valores do gráfico obteve-se a um valor de subpressão média na linha dos drenos de 5.341 metros.

Na Figura 75 são representados os diagramas de subpressão a meia distância de dois drenos e a na interseção de um.

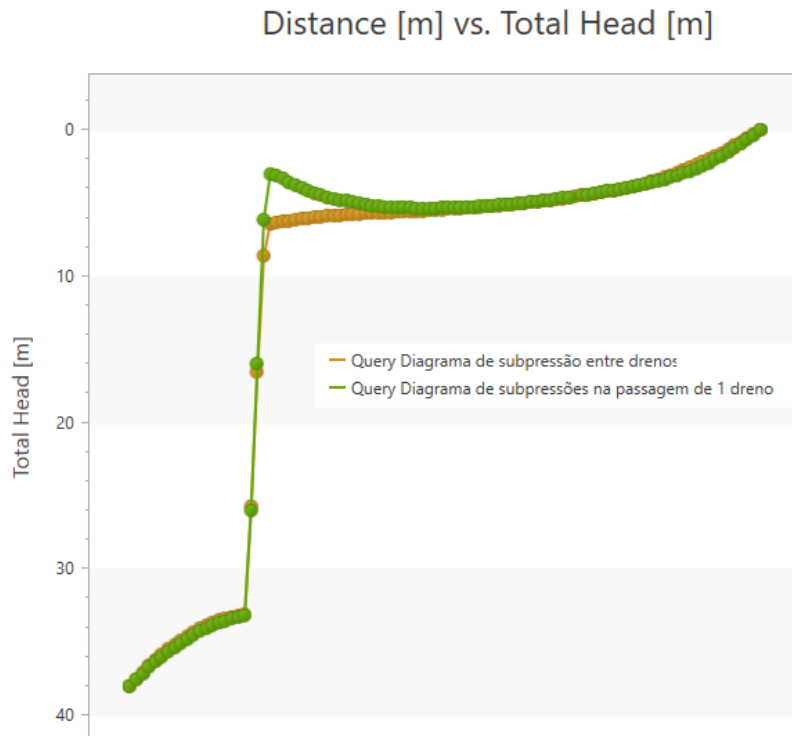


Figura 75 - Diagrama de subpressões na base da barragem a meia distância de dois drenos e intersetando um.

Também a velocidade hidráulica na fundação sofrerá alguma alteração com a inclusão dos órgãos de drenagem. Na Figura 76 é observável, em dois planos ortogonais, a variação da velocidade de percolação no interior da fundação para este caso.

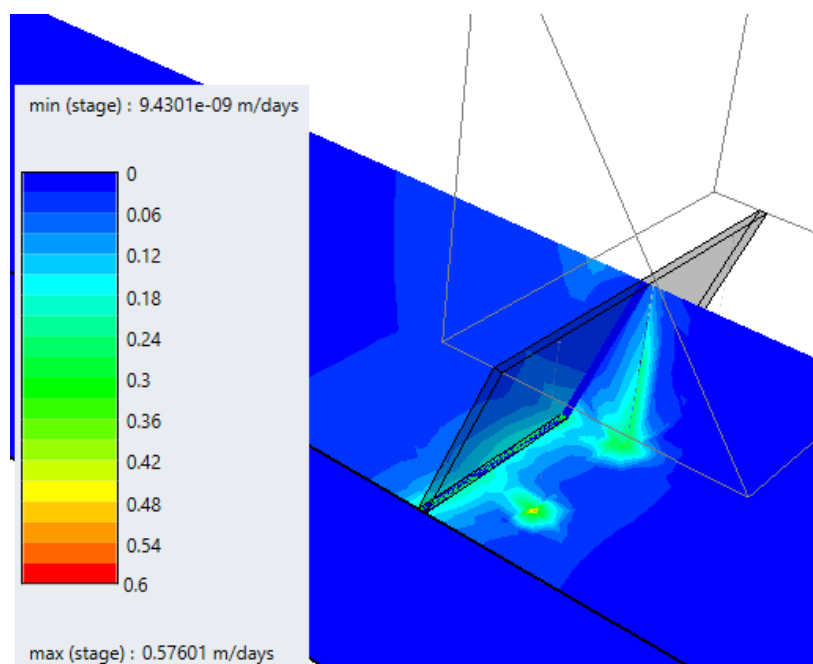


Figura 76 - Isolinhas velocidade hidráulica, cortina e drenos

Com a observação da imagem verifica-se que, com a inclusão da cortina, ocorreu uma diminuição significativa da velocidade hidráulica máxima na periferia dos drenos. Essa velocidade já não é constante ao longo do órgão de drenagem como nos casos anteriores, aumentando de forma praticamente constante, desde a base da barragem até à cota mais baixa dos drenos. Esse fenómeno verifica-se porque a cortina impede que a água atravesse o seu corpo, contornando-a, sendo então a água captada pelos drenos a profundidades inferiores.

O valor da velocidade máxima é igual a 6.667×10^{-6} m/s na periferia dos drenos, na cota mais baixa destes.

6.5. SÍNTESE E CONCLUSÕES RELATIVAS À ANÁLISE TRIDIMENSIONAL

Nesta subcapítulo é feita uma comparação entre os valores retirados para os diferentes modelos, calculados numericamente, no decorrer da realização do capítulo 6, sendo possível comparar variáveis como o gradiente hidráulico, a velocidade máxima, a subpressão média na linha dos drenos e a força resultante de subpressão para os vários casos estudados, tecendo-se as conclusões possíveis.

No Quadro 18 são então indicados os resultados obtidos neste capítulo, sendo estes: a carga hidráulica média na linha dos drenos; a resultante da força de subpressão e a velocidade máxima, respetivamente.

Quadro 18 - Valores obtidos com a análise 3D

Espaçamento (m)	hd (m.c.a.)	Fsub (kN)	Vel. Máx. (m/s)
Sem drenos	29.2	6107	5.163 x10-6
5	5.2	2068	14.409 x10-6
10	8.9	2656	16.180 x10-6
15	11.7	3107	17.010 x10-6
16	12.2	3175	17.520 x10 -6
Cortina sem drenos	15.0	4331	2.887 x10-6
cortina com dreno (16)	5.3	3106	6.667 x10-6

Com a avaliação dos resultados obtidos na análise tridimensional é possível concluir que:

- o valor de espaçamento dos drenos que cumpre com as recomendações dos Documentos Técnicos de Apoio ao RSB (APA, 2018), otimizando o dimensionamento, é igual a 16 metros;
- apesar dos órgãos de drenagem diminuírem as forças de subpressão, aumentam de forma considerável o caudal escoado na fundação, e consequentemente a velocidade hidráulica máxima, sendo esta, para o espaçamento de 16 metros, 3.39 vezes superior à do caso base.
- a cortina de impermeabilização permite diminuir o caudal percolado que atravessa a fundação e reduzir a velocidade hidráulica máxima, que se desenvolve na sua base, em mais de 40% em relação ao caso base. Também o contributo da cortina permite, por si só, uma redução dos esforços de subpressão na base da barragem em cerca de 29%.
- ao fazer a análise conjunta da cortina de impermeabilização e dos drenos é possível verificar que estes dois elementos se complementam. A drenagem só por si alivia as pressões dando origem a um incremento significativo das velocidades e gradientes hidráulicos na imediação dos drenos. Em contrapartida a cortina de impermeabilização ao aumentar o caminho de percolação vai mitigar os efeitos negativos gerados pela rede de drenagem.
- no caso particular em análise verifica-se que, com a inclusão da cortina de impermeabilização, a velocidade máxima reduz de 17.52×10^{-6} para 6.6677×10^{-6} metros por segundo, ou seja, uma redução de cerca de 62% na periferia dos drenos. Contudo, a diminuição das forças de subpressão na conjugação do efeito da cortina e drenos não é significativa, reduzindo apenas de 324 para 317kN.
- ou seja, conclui-se que a cortina contribui de forma clara na redução da força resultante de subpressão, quando isolada, mas em conjunto com a rede de drenagem a redução é insignificante.

7

CONCLUSÃO

O presente trabalho foi desenvolvido com o objetivo da criação de um modelo numérico e a realização de várias simulações, recorrendo a programas de percolação 2D e 3D que possivelmente representem um contributo positivo para o dimensionamento das redes de drenagem.

De forma a aprofundar o conhecimento acerca desta matéria e a poder fornecer um contributo para o tema da dissertação, foi realizada, numa primeira instância, uma pesquisa bibliográfica sobre aspetos que influenciam direta ou indiretamente o dimensionamento de redes de drenagem de barragens, com vista a adquirir conhecimentos técnicos e conceitos chave, que permitiram obter conclusões relativamente a esta temática. Essa pesquisa incidiu principalmente em temas como: as propriedades hidráulicas de maciços rochosos; análises de estabilidade em barragens de gravidade; tratamento de fundações de barragens e fenómeno de subpressão; entre outros.

Depois de feita toda a pesquisa necessária, foi iniciada a análise de um caso de estudo sobre esta problemática. A metodologia seguida passou então pela utilização de um critério empírico, o critério de Hoffman, de forma a fazer o pré-dimensionamento da rede de drenagem para esse caso de estudo. Foi possível obter um espaçamento e diâmetro dos drenos de forma a poder balizar o problema e compará-lo com as futuras análises computacionais em duas e três dimensões.

Posteriormente foi iniciada a modelação bidimensional do problema, utilizando o programa SEEP/w, onde foi possível avaliar várias alterações de carácter hidráulico na fundação de uma barragem com a colocação de drenos, tais como a pressão da água, os caudais percolados e os gradientes hidráulicos. Foram feitas duas análises neste programa, uma em corte vertical e outra em corte horizontal e feito o dimensionamento da rede de drenagem para o caso em estudo. Por fim foi analisado o efeito da cortina de impermeabilização no modelo.

Por fim foi repetido o processo do modelo bidimensional, recorrendo a um programa tridimensional onde foram obtidos valores para o caso de estudo de melhor qualidade devido à boa representatividade deste modelo em relação à situação real.

No fim de cada capítulo relativo aos três métodos utilizados no estudo do dimensionamento da rede de drenagem de uma barragem, nomeadamente o critério de Hoffman, a modelação bidimensional e a modelação tridimensional, foram esquematizadas várias conclusões referentes a cada método isolado dos restantes. Neste capítulo será feita a conjugação dos três resultados obtidos para o dimensionamento da rede de drenagem tentando, por fim, comparar os três métodos e obter as conclusões finais.

No Quadro 19 estão representados os valores descritos acima para os três métodos de dimensionamento.

Quadro 19 - Valores finais para o dimensionamento da rede de drenagem nos 3 métodos

Dimensionamento	Espaçamento (m)	hd (m.c.a.)	Vel. máx. (m/s)	Qmon. (m ³ /s)	Qdrenado (m ³ /s)
Hoffman	6	11.24	-	-	-
Bidimensional	6	12.60	6.074×10^{-6}	4.947×10^{-5}	2.881×10^{-5}
Tridimensional	16	12.17	17.520×10^{-6}	-	-

Verifica-se que o método tridimensional fornece um valor de espaçamento muito superior ao do método empírico e da análise bidimensional.

É possível então concluir que uma análise tridimensional permite, aparentemente, otimizar o dimensionamento da rede de drenagem em barragens de gravidade, sendo que o critério de Hoffman e o método bidimensional fornecem valores demasiado conservativos. Contudo, apesar de ser cumprida a recomendação em termos de forças de subpressão, existem bastantes condicionantes não incluídas no modelo tridimensional que podem inviabilizar a adoção de um espaçamento de 16 metros na rede de drenagem, tais como:

- A velocidade hidráulica máxima e os gradientes hidráulicos nas proximidades dos drenos são elevados, podendo criar erosão no interior do maciço e, consequentemente, canais preferenciais de percolação, caso este seja constituído por material erodível;
- Um maior espaçamento dos drenos implica uma maior área de influência destes, e por via desse facto uma maior quantidade de caudal afluente que necessita de ser drenado em cada dreno, podendo a capacidade de vazão deste não ser suficiente para permitir a saída de água necessária;
- Tal como refere o Documento Técnico de Apoio ao RSB (APA, 2018), Artigo 22: “Atendendo aos caudais drenados através da fundação e infiltrados através do corpo da barragem, o projeto deve incluir a definição do modo como tais caudais são conduzidos para o exterior, privilegiando, quando possível, a saída da água por gravidade”; assim, se os caudais forem demasiado elevados, pode não ser possível conduzir a água para o exterior da barragem;
- Sendo o maciço rochoso um meio descontínuo, um espaçamento de 16 metros entre os drenos pode não ser viável, pois a sua eficácia pode ser comprometida no caso de existir uma descontinuidade entre os mesmos.

Verifica-se, portanto, que os resultados obtidos na comparação do modelo bidimensional e tridimensional têm de ser analisados com cautela e são referentes a um caso de estudo específico que incorre da simplificação de se fazer uma análise de um maciço rochoso como sendo isotrópico quando na realidade este é, na maioria dos casos, altamente heterogéneo concluindo que seria interessante, no futuro fazer, o mesmo estudo considerando agora o maciço como um meio não contínuo e com as suas devidas descontinuidades

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvares Ribeiro, A., Ferreira Lemos, J., Moutinho Cardoso, M. (1982). *The exceptional foundations of the gated dams of Crestuma and Coimbra - First part: Crestuma dam*. Quatorzième Congrès des Grands Barragens, Rio de Janeiro.
- Amaro, A. C. P. (2015). *Interpretação de ensaios Lugeon para a caracterização hidráulica de maciços rochosos*. Tese de Douturamento.
- American Society of Civil Engineering. (1974). NY 978-0-87262-100- 8 (ISBN-13) | 0-87262-100-6 (ISBN-10), Soft Cover, New York.
- Barton, N., Lien, R. L unde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics,6 (4): 189-239.
- Barton N., Loset F., Lien R., Lunde, J. (1980). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. In *Bergman M., ed., Proceedings, Subsurface Space*, ISRM International Symposium – Rockstore’80, Pergamon Press Ltd., 2: 553-561. Stockholm.
- Barton, N. (1973). *Review of a new shear-strength criterion for rock joints*. Engineering geology, 7(4), 287-332.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications*. Wiley Interscience. pp. 51-72.
- Bieniawski, Z. (1974). *Estimating the Strength of Rock Materials*. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, W. M. (2013). *PLAXIS 3D 2013 user manual*. Plaxis bv, Delft.
- Brown, E. T. (1970). *Strength of models of rock with intermittent joints*. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 96.SM6.
- Comissão dos Regulamentos de Barragens. (2018). *Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)*. Lisboa.
- Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (1992). *Large Dams in Portugal*. Lisboa, 1992.
- Croce, P., Modoni, G.(2007). *Design of jet-grouting cut-offs. Proceedings of The Ice*. Ground Improvement.
- Galera, J.M., Álvarez. M., Bieniawski, Z. (2006). *Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR. Comparison with dilatometer tests*. ISRM.
- GeoStudio. (2007). *SEEP/W user manual*.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.
- Guidicini, G., De Andrade, R. M. (1988). *Seasonal Oscillation of Uplift Pressures in Hydraulic Structure Foundations Due to Environmental Thermal Variations*. International Society for Rock Mechanics.
- Hammersley, J. M. Welsh, J. A. (1980). *Percolation theory and its ramffications*, Contemp. Phys., v. 21, p. 593-605.

- Hoek, E. (1968). *Brittle fracture of rock*. Rock mechanics in engineering practice, 130
- Hoek, E, Brown, E.T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 106.ASCE 15715.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. (2000). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. 4°. Rotterdam: Balkema, pp. 223.
- Hoffman, O. (1928). *Permeazioni D'Acqua eLoro Effeti Nei Muri Di Ritenuta*. Ulrico Hoepli, Milano.
- Houlsby, A. C. (1990). *Construction and Design of Cement Grouting*. John Wiley & Sons, Inc, New York.
- Hu, J., Ma, F. (2016). *Comprehensive Investigation Method for Sudden Increases of Uplift Pressures beneath Gravity Dams: Case Study*. Journal of Performance of Constructed Facilities.
- Hydropower & Dams (1997). *The evolving dam*.
- Martins de Lima, C., Topa Gomes, A., Quintanilha de Menezes, J. (2009). *Apontamentos de Geologia de Engenharia*. FEUP.
- Matos Fernandes, M. (2011) *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. FEUP Edições, Porto.
- Oliveira, A. M. D. S. (1981). *Estudo da percolação de água em maciços rochosos para o projeto de grandes barragens*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.
- Palumbo P. (1996). *Studio delle Tecniche di Analisi e di Verifica delle Condizioni di Sicurezza degli Sbarramenti Minori*. ISME.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., & Wightman, A. (1983). *Spt-Cpt Correlations*. journal of geotechnical engineering, 109(11), 1449-1459.
- Ruggeri, G. (2004). *Sliding safety of existing gravity dams, final report*. ICOLD European Club.
- Santos, R., Caldeira, L. (2016). *Processos de erosão interna em barragens de aterro e suas fundações*. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra.
- Silveira, J. F. (2006). *Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento*. Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- TSIAMBAOS, G.; SABATAKAKIS, N. (2011). *Empirical estimation of shear wave velocity from in situ tests on soil formations in Greece*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 70:2. 291-7.
- Warner, J. (2004). *Practical handbook of grouting: soil, rock, and structures*. John Wiley & Sons.
- Wilke, S. (1985). *Water penetration through fractured rocks: test of a tridimensional percolation description*. Journal of the International Association for Mathematical Geology 17(1): 17-27.